

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM CONSTRUÇÃO CIVIL*

**ESTUDO SOBRE A VIABILIDADE TÉCNICA DA UTILIZAÇÃO DE
ESTRIBOS VERTICAIS PARA O AUMENTO DA RESISTÊNCIA À
FORÇA CORTANTE EM LAJES FORMADAS POR VIGOTAS
TRELIÇADAS**

Paulo José Soares da Costa

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *EM CONSTRUÇÃO CIVIL*

**ESTUDO SOBRE A VIABILIDADE TÉCNICA DA UTILIZAÇÃO DE
ESTRIBOS VERTICAIS PARA O AUMENTO DA RESISTÊNCIA À
FORÇA CORTANTE EM LAJES FORMADAS POR VIGOTAS
TRELIÇADAS**

Paulo José Soares da Costa

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos

2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Paulo José Soares da Costa, realizada em 22/10/2018:

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
UFSCar

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo
EESC/USP

Agradeço primeiramente ao meu Senhor e Salvador Jesus Cristo por ter guiado os meus passos e por colocar pessoas que me abençoaram grandemente ao longo desta caminhada. Aos meus pais, José Soares da Costa e Neusa Madalena, agradeço pela educação que me foi dada, por estarem sempre ao meu lado, incentivando minhas decisões e me fortalecendo em oração.

Ao meu orientador Prof. Dr. Fernando Menezes, pelo respeito, pela amizade, pela confiança e por todos os conselhos e direcionamentos recebidos durante a elaboração deste trabalho.

Ao Adriano Avila da Fortaleza Ferro e Aço em São José do Rio Preto, pela amizade e por doar os protótipos de estribo.

Ao Marcos Chuqui da Lajotec em São Carlos, pela amizade, carinho, interesse e paciência em produzir e concretar as faixas de laje.

Ao José Roberto, do laboratório LMC UFSCar, por todas as vezes que me atendeu e pelas boas conversas.

Ao Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de Concreto (NETPre/UFSCar) por ensaiar meus experimentos e por todo suporte.

À Bruna Catóia por todo auxílio, carinho e paciência no dia dos ensaios.

A todas as amizades estabelecidas durante o programa, em especial ao Cleber Eduardo, Wallison Medeiros, Andréia Martins, Renata Soares Merlos e Gustavo Sipp.

Ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos (PPGECiv/UFSCar) por todo o suporte durante o meu mestrado.

A todos, que direta ou indiretamente, contribuíram com a elaboração deste trabalho.

*"Nada é tão maravilhoso que não possa existir,
se admitido pelas leis da Natureza."*

(Michael Faraday)

RESUMO

COSTA, Paulo José Soares da. **Estudo sobre a viabilidade técnica da utilização de estribos verticais para o aumento da resistência à força cortante em lajes formadas por vigotas treliçadas.** 2018. 151f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O presente trabalho realizou um estudo teórico-experimental de um arranjo de armadura transversal para lajes com vigotas treliçadas. O objetivo da pesquisa foi o de investigar tanto o seu comportamento estrutural quanto a sua resistência mecânica. Além disso, foram ensaiados à flexão 4 (quatro) modelos de faixa de laje treliçada, para verificar sua capacidade resistiva e confrontar os valores experimentais aos valores calculados pela ABNT NBR 6118 (2014), também foram avaliados modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal e o mecanismo complementar de treliça gerado pela contribuição do concreto (V_c). Foi proposto um modelo de detalhamento para armadura transversal para lajes treliçadas, sendo comparado com modelos físicos para medir a sua eficácia. A análise teórica compreendeu o estudo de modelos de cálculo utilizados na literatura técnica, sendo eles: ABNT NBR 6118 (2014), ACI-318 (2014), CSA A23.3 (2004), EFHE (2004) e Zsutty (1968). Os resultados mostraram que existem diferenças significativas para as resistências médias entre os modelos de cálculo, tornando evidente que as equações analisadas não convergem a valores similares quando é imposto o aumento da altura útil, taxa de armadura longitudinal ou a resistência característica à compressão do concreto para se obter ganhos significativos na resistência à força cortante. Com relação a análise experimental, verificou-se que o parâmetro que mais influenciou na resistência à força cortante foi a taxa de armadura transversal, mantidos os demais parâmetros constantes. Finalmente, o arranjo de armadura avaliado nos experimentos não apresentou um comportamento análogo ao dos estribos convencionais e, apesar da comprovada deficiência do modelo de detalhamento proposto, concluiu-se que a utilização de estribos fechados em lajes com vigotas treliçadas é o meio com maior eficiência para o combate dos esforços oriundos das tensões de cisalhamento.

Palavras-chave: estruturas de concreto, ensaios, modelos de cálculo, força cortante, projeto, laje treliçada.

ABSTRACT

COSTA, Paulo José Soares da. **Study on the technical feasibility of the use of vertical stirrups for the increase of shear strength in lattice reinforced joist slabs.** 2018. 151f. Dissertation degree. (Master in Structures Civil Construction) - Federal University of São Carlos. São Carlos, 2018.

The present work carried out a theoretical-experimental study of a transverse reinforcement arrangement for slabs with lattice-reinforced joists. The objective of the research was to investigate both its structural behavior and its mechanical strength. In addition, 4 (four) models were tested in flexion to verify their resistive capacity and to compare the experimental values with the values calculated by ABNT NBR 6118 (2014), as well strength models, relative to slabs without transverse reinforcement and the truss complementary mechanism generated by the contribution of the concrete (V_c), were evaluated. It was proposed a detailing model for transverse reinforcement for lattice-reinforced joists, being compared with test models to measure their effectiveness. The theoretical analysis included the study of models used in the technical literature, like: ABNT NBR 6118 (2014), ACI-318 (2014), CSA A23.3 (2004), EFHE (2004) and Zsutty (1968). The results showed that there are significant differences for the average resistance between models, making it evident that the analyzed equations do not converge to similar values when the increase in its height, longitudinal reinforcement ratio or concrete compressive strength is required to obtain significant gains in shear strength. With respect to the experimental analysis, it was verified that the parameter that most influenced in the resistance to the shear strength was the transverse reinforcement ratio, maintaining the other constant parameters. Finally, the reinforcement arrangement evaluated in the experiments did not present a behavior like that with conventional stirrups and, despite the proven deficiency of the proposed detailing model, it was concluded that the use of closed stirrups in slabs with lattice-reinforced joists presented better efficiency to improve the resistance against from shear stresses.

Key-words: concrete structures, tests, calculation models, shear strength, project, lattice reinforced joist.

Figura 2.1: Formato da armadura de cisalhamento do século XIX.	16
Figura 2.2: Armadura de cisalhamento de uma viga de 1905.....	17
Figura 2.3: Sistemas de treliça simples com estribos.	17
Figura 2.4: Mecanismos de transferência do esforço cisalhante.....	19
Figura 2.5: Efeito de pino.....	20
Figura 2.6: Mecanismo de engrenamento dos agregados.	21
Figura 2.7: Efeito de Arco.	22
Figura 2.8: Função dos dentes do concreto.	23
Figura 2.9: Arco remanescente de concreto.	23
Figura 2.10: Modos de ruptura na presença de armaduras transversais.....	24
Figura 2.11: Detalhe da seção transversal para cálculo de Sz.	31
Figura 3.1: Vigota treliçada.	44
Figura 3.2: Vigota treliçada concretada, armada com estribo pré-fabricado.	44
Figura 3.3: Modelo de armadura de cisalhamento pré-fabricado.	45
Figura 3.4: Funcionamento de estribos.....	46
Figura 3.5: Armadura de cisalhamento pré-fabricada.	47
Figura 3.6: Armadura de cisalhamento sobreposta à treliça.	47
Figura 3.7: Desenhos dos ramos da armadura de cisalhamento.	48
Figura 3.8: Armadura de cisalhamento sobreposta à treliça.	48
Figura 3.9: Protótipo dos ramos.	49
Figura 3.10: Protótipo de armadura de cisalhamento pré-fabricado.....	49
Figura 3.11: Detalhe da amarração.....	50
Figura 3.12: Materiais para produção do concreto.	51
Figura 3.13: (1) Medição do espaçamento necessário; (2) Detalhe do espaçamento; (3) concretagem; (4) vigota treliçada concretada, armada com estribo pré-fabricado.....	52
Figura 3.14: Vigota treliçada concretada armada com estribo pré-fabricado.	52
Figura 3.15: Fluxograma de etapas do ensaio.	53
Figura 4.1: Limites da resistência de cálculo.....	56
Figura 4.2: Limites da resistência de cálculo.....	57
Figura 4.3: Limites da resistência de cálculo.....	57
Figura 4.4: Limites da resistência de cálculo.....	58
Figura 4.5: Limites da resistência de cálculo.....	59
Figura 4.6: Limites da resistência de cálculo - Laje H10.	60
Figura 4.7: Variação percentual - H10.	60
Figura 4.8: Limites da resistência de cálculo - Laje H12.	61
Figura 4.9: Variação percentual - H12.	61
Figura 4.10: Limites da resistência de cálculo - Laje H16.	62
Figura 4.11: Variação percentual - H16.	62
Figura 4.12: Limites da resistência de cálculo - Laje H20.	63
Figura 4.13: Variação percentual - H20.	63
Figura 4.14: Limites da resistência de cálculo - Laje H24.	64
Figura 4.15: Variação percentual - Laje H24.	64
Figura 4.16: Limites da resistência de cálculo - Laje H30.	65
Figura 4.17: Variação percentual - Laje H30.	65
Figura 4.18: Limites da resistência de cálculo - Laje H35.	66
Figura 4.19: Variação percentual - H35.	66
Figura 4.20: Média das resistências.....	72
Figura 4.21: Média das resistências.....	75
Figura 5.1: Planta de forma das faixas de laje idealizadas.	77
Figura 5.2: Seção transversal idealizada: FLA-1 e FLA-2.	78
Figura 5.3: Seção transversal idealizada: FLE-1 e FLE-2.	79
Figura 5.4: Seção transversal idealizada: FLT.	80
Figura 5.5: (A), estribos. (B), armadura transversal pré-fabricada.	81

Figura 5.6: Vigota treliçada H8 armada com estribos.	81
Figura 5.7: Detalhe das formas: FLA-1 e FLA-2	82
Figura 5.8: Faixas de laje concretadas	82
Figura 5.9: Detalhe do gancho previsto para o içamento.....	84
Figura 5.10: Bloco de concreto pré-moldado	85
Figura 5.11: Apoio de neoprene	85
Figura 5.12: Apoio móvel.....	86
Figura 5.13: Detalhe das vigas de transmissão, rótula e chapas metálicas	86
Figura 5.14: Detalhe do LVDT e chapa metálica	87
Figura 5.15: Previsão do esquema da instrumentação dos ensaios de força cortante.	87
Figura 5.16: Esquema da instrumentação dos ensaios de força cortante.	88
Figura 5.17: Sistema de aquisição de dados.	88
Figura 5.18: Seção transversal idealizada: H11_a e H11_b.	90
Figura 5.19: Seção transversal idealizada: H16_a e H16_b.	90
Figura 5.20: Pista de concretagem de vigotas treliçadas.	91
Figura 5.21: Detalhe das formas: H16_a, H16_b, H11_a e H11_b.	91
Figura 5.22: Faixas de laje concretadas.....	92
Figura 5.23: Apoio móvel.....	93
Figura 5.24: Detalhe das vigas de transmissão, rótula e chapas metálicas	94
Figura 5.25: Previsão do esquema da instrumentação dos ensaios à flexão.	94
Figura 5.26: Esquema da instrumentação dos ensaios à flexão.	95
Figura 6.1: Detalhe do ensaio a ruptura.....	97
Figura 6.2: Detalhe do ensaio à força cortante: FLA-1.	98
Figura 6.3: Força aplica vs. deslocamento vertical: FLA-1 com apoio de Neoprene.	99
Figura 6.4: Apoio Móvel (a), Neoprene (b).....	99
Figura 6.5: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLA-1 com apoio móvel.	100
Figura 6.6: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-1.	101
Figura 6.7: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-1.	101
Figura 6.8: Detalhe do ensaio à força cortante: FLA-2	102
Figura 6.9: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLA-2	102
Figura 6.10: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-2	103
Figura 6.11: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-2.	103
Figura 6.12: Detalhe do ensaio à força cortante: FLE-1.....	104
Figura 6.13: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLE-1.	104
Figura 6.14: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLE-1.....	105
Figura 6.15: Detalhe do ensaio à força cortante: FLE-2.....	106
Figura 6.16: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLE-2.	106
Figura 6.17: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLE-2.....	107
Figura 6.18: Detalhe do ensaio à força cortante: FLT	107
Figura 6.19: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLT.....	108
Figura 6.20: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLT.	108
Figura 6.21: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLT.	109
Figura 6.22: Força cortante na ruptura: experimental e projeto	111
Figura 6.23: Força cortante experimental e relativo a dispensa da armadura transversal.	112
Figura 6.24: Comparação gráfica entre os modelos analisados com relação a força aplicada vs. deslocamento	112
Figura 6.25: Detalhe do ensaio à flexão: H11_a.....	114
Figura 6.26: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H11_a.	115
Figura 6.27: Configuração final de fissuras, após ensaio: H11_a.....	115
Figura 6.28: Detalhe do ensaio à ruptura: H11_b.....	116
Figura 6.29: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H11_b.....	116
Figura 6.30: Configuração final de fissuras, após ensaio: H11_b	117
Figura 6.31: Detalhe do ensaio à flexão: H16_a.....	118
Figura 6.32: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H16_a.	118
Figura 6.33: Configuração final de fissuras, após ensaio: H16_a.....	119
Figura 6.34: Detalhe do ensaio à flexão: H16_b.	119
Figura 6.35: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H16_b.....	120

Figura 6.36: Configuração final de fissuras, após ensaio: H16_b	120
Figura 6.37: Momentos máximos e de fissuração.	122
Figura 6.38: Comparação gráfica entre os modelos H11_a, H11_b, H16_a e H16_b com relação à força aplicada vs. deslocamento	122
Figura 7.1: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração	125
Figura 7.2: Relações de força cortante experimental última e calculada	126
Figura 7.3: Relações de força cortante experimental última e calculada.....	127
Figura 7.4: Relações de carga última experimental e características.....	130
Figura 7.5 Momento de inércia dos modelos de projeto e real.....	131
Figura 7.6: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Resumo da revisão da literatura.....	35
Tabela 3.1: Consumo por saco de cimento.....	51
Tabela 3.2: Conferência do traço em peso.....	51
Tabela 4.1: Resumo das equações para força cortante, relativo a elementos sem armadura transversal.....	55
Tabela 4.2: Limites da resistência de cálculo com f_{ck} 25 MPa.....	55
Tabela 4.3: Resumo das equações do mecanismo complementar de treliça V_c	69
Tabela 4.4: Resultados de cálculo da parcela V_c	69
Tabela 4.5: Tabela gerada para a análise ANOVA.....	70
Tabela 4.6: Tabela resumida do Teste de Tukey gerada pelo Excel.....	71
Tabela 4.7: Anova do cálculo da parcela V_c	72
Tabela 4.8: Anova do cálculo da parcela V_c	73
Tabela 4.9: Teste de Tukey para a média das resistências.....	74
Tabela 5.1: Características dos modelos idealizados.....	78
Tabela 5.2: Características dos modelos idealizados.....	79
Tabela 5.3: Características do modelo idealizado.....	79
Tabela 5.4: Características de projeto de resistência à força cortante dos modelos idealizados.....	80
Tabela 5.5: Consumo por saco de cimento.....	83
Tabela 5.6: Conferência do traço em peso.....	83
Tabela 5.7: Características dos modelos idealizados.....	89
Tabela 5.8: Características dos modelos idealizados.....	90
Tabela 6.1: Características geométricas.....	96
Tabela 6.2: Momentos de inércia.....	97
Tabela 6.3: Resistência a compressão dos corpos de prova ensaiados.....	98
Tabela 6.4: Cargas de ruptura e cargas máximas estimadas.....	109
Tabela 6.5: Momentos máximos e de fissuração.....	110
Tabela 6.6: Valores de força cortante na ruptura: experimental e projeto.....	110
Tabela 6.7: Valores de força cortante experimental e relativo a dispensa da armadura transversal.....	111
Tabela 6.8: Características geométricas.....	113
Tabela 6.9 Características de projeto dos modelos.....	114
Tabela 6.10: Cargas de ruptura.....	121
Tabela 6.11: Momentos máximos e de fissuração.....	121
Tabela 7.1: Deslocamentos verticais.....	123
Tabela 7.2: Relações de carga última experimental e calculada.....	124
Tabela 7.3: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.....	124
Tabela 7.4: Relações de força cortante experimental última e calculada.....	125
Tabela 7.5: Relações de força cortante última experimental e calculado.....	126
Tabela 7.6: Deslocamentos verticais.....	129
Tabela 7.7: Relações de carga última, experimental e estimada.....	130
Tabela 7.8: Momento de inércia dos modelos de projeto e real.....	131
Tabela 7.9: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.....	132

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivos	13
1.1.1 Geral	13
1.1.2 Específicos.....	13
1.2 Justificativa	13
1.3 Descrição dos capítulos	14
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 Desenvolvimento histórico	16
2.2 Mecanismos de transferência de cisalhamento	19
2.2.1 Cisalhamento na zona de compressão	20
2.2.2 Efeito de Pino	20
2.2.3 Engrenamento dos agregados	20
2.2.4 Tensão residual de tração no concreto	21
2.2.5 Efeito de Arco.....	22
2.3 Modos de ruptura por cisalhamento	22
2.4 Modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal e o mecanismo complementar de treliça V_c	24
2.4.1 ABNT NBR 6118-2014.....	24
2.4.2 ACI 318-2014.....	27
2.4.3 CSA A23.3-2004	28
2.4.4 EFHE-2004.....	31
2.4.5 Zsutty-1968.....	33
2.5 Revisão da literatura técnica brasileira	34
2.6 Conclusões da revisão da literatura	41
3. METODOLOGIA	43
3.1 Descrição	43
3.1.1 Verificação como viga.....	44
3.1.2 Armadura pré-fabricada.....	45
3.2 Banzo tracionado aberto	46
3.3 Protótipo	48
3.4 Concretagem do protótipo	50
3.4.1 Materiais	50
3.5 Experimento com faixas de laje	53
3.6 Etapas do Ensaio	53
3.7 Considerações sobre a montagem dos modelos.	53
4. AVALIAÇÃO DOS MODELOS DE RESISTÊNCIA DE CÁLCULO, RELATIVA A LAJES SEM ARMADURA TRANSVERSAL	54
4.1 Resultados da avaliação	54
4.2 Variação do f_{ck}	59
4.3 Dimensionamento da armadura transversal	67
4.4 Avaliação do mecanismo complementar de treliça - Parcela V_c	68
4.5 Análise estatística dos resultados da parcela V_c	70

4.5.1	Anova	70
4.5.2	Teste de Tukey	71
4.5.3	Análise da média das resistências	71
5.	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	77
5.1	Considerações gerais.....	77
5.2	Primeira fase: Ensaio à força cortante.....	77
5.2.1	Características dos modelos idealizados	77
5.2.2	Dimensionamento.....	80
5.2.3	Produção dos modelos	81
5.2.4	Características do concreto utilizado	83
5.2.5	Transporte dos modelos.....	83
5.2.6	Metodologia do ensaio.....	84
5.2.7	Instrumentação	86
5.3	Segunda fase: Ensaio à flexão	89
5.3.1	Características dos modelos idealizados	89
5.3.2	Produção dos modelos	90
5.3.3	Características do concreto utilizado	92
5.3.4	Transporte dos modelos.....	92
5.3.5	Metodologia do ensaio.....	92
5.3.6	Instrumentação	94
6.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	96
6.1	Considerações gerais.....	96
6.2	Resultados: Ensaio à força cortante	96
6.2.1	Características geométricas dos modelos	96
6.2.2	Ensaio de compressão dos corpos de prova de concreto	97
6.2.3	Experimento: FLA-1.....	98
6.2.4	Fissuras	100
6.2.5	Experimento: FLA-2.....	101
6.2.6	Fissuras	103
6.2.7	Experimento: FLE-1	104
6.2.8	Fissuras	105
6.2.9	Experimento: FLE-2	105
6.2.10	Fissuras	107
6.2.11	Experimento: FLT.....	107
6.2.12	Fissuras	108
6.2.13	Cargas de ruptura: experimental	109
6.3	Resultados: Ensaio à flexão	113
6.3.1	Características geométricas dos modelos	113
6.3.2	Ensaio de compressão dos corpos de prova de concreto	113
6.3.3	Dimensionamento.....	113
6.3.4	Experimento: H11_a.....	114
6.3.5	Fissuras	115
6.3.6	Experimento: H11_b.....	116
6.3.7	Fissuras	117
6.3.8	Experimento: H16_a.....	117
6.3.9	Fissuras	119
6.3.10	Experimento: H16_b.....	119
6.3.11	Cargas de ruptura: experimental	121
7.	ANÁLISE DO RESULTADOS.....	123
7.1	Considerações gerais.....	123
7.2	Análise dos resultados dos ensaios à força cortante	123
7.2.1	Desclocamentos verticais.....	123
7.2.2	Cargas: experimental e calculada	124
7.2.3	Considerações finais sobre os ensaios à força cortante.....	127

7.3	Análise dos resultados dos ensaios à flexão.....	129
7.3.1	Deslocamentos verticais	129
7.3.2	Cargas: experimental e estimativas.....	129
7.3.3	Considerações finais sobre os ensaios à flexão.....	133
8.	CONCLUSÕES	134
8.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	136
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
	Apêndice A.....	145
	Cálculo de armadura de transversal em laje com vigotas treliçadas	145
	Dimensionamento à flexão em relação ao ELU.....	145
	Resistência de cálculo, relativa a elementos sem armadura transversal.....	146
	Comprimento da faixa de estribos em relação ao eixo apoio da laje.	148

1. INTRODUÇÃO

Lajes com vigotas treliçadas são utilizadas largamente na construção civil, são uma solução estrutural comprovadamente eficiente e oferecem um processo de execução rápido e funcional. Tem sua composição por meio de vigotas pré-moldadas, lajotas cerâmicas ou blocos de EPS e um capeamento de concreto. Este sistema construtivo permite a redução no consumo de concreto, além de diminuir drasticamente o uso de fôrmas e escoramentos.

Contudo, quando são expostas a situações de esforços cortantes excessivos, surge a necessidade de se armar as vigotas à força cortante. Desta forma faz-se necessário a utilização de estribos convencionais com fechamento de seus ramos na região de tração e compressão. O processo praticado é o de correr os estribos em volta da face externa da armadura treliçada no sentido transversal e amarrá-la nas armaduras de suporte e de tração, sendo este processo comprovadamente deficiente.

De acordo com Santine (2005, p. 85), é muito mais viável esgotar-se todas as possibilidades de se melhorar a resistência de projeto ao cisalhamento V_{rd1} , antes de se pensar na utilização de armadura transversal.

É conhecido que esta prática é senso comum entre engenheiros de estruturas quando se trata de projetar lajes com vigotas treliçadas. Contudo, considerar aumentar a espessura da laje, não deve ser a primeira solução para a adição de resistência ao esforço cortante, uma vez que, aumentar a altura da laje, acarreta o aumento de peso próprio da estrutura e conseqüentemente, resulta no aumento de carga nos pilares e por fim, o aumento de carga nas fundações.

Outras soluções como, aumentar a taxa de armadura de flexão ou ainda trabalhar com uma resistência à compressão do concreto maior do que as usuais para projetos destinados ao uso de lajes com vigotas treliçadas demonstram-se onerosas economicamente e do aspecto estrutural esta relação seria de baixo benefício.

Neste contexto, surge a necessidade de ampliar soluções e dispor de novos sistemas no combate ao esforço cortante para que engenheiros de estruturas possam fazer escolhas mais racionais.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

O objetivo principal é realizar um estudo teórico-experimental sobre a eficiência e comportamento mecânico de um arranjo de armadura transversal em lajes com vigotas treliçadas, por meio de ensaio à força cortante.

1.1.2 ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Verificar se o modelo de cálculo e dimensionamento para força cortante conforme ABNT NBR 6118 (2014) é aplicável para tal arranjo;
- Avaliar modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, bem como o mecanismo complementar de treliça V_c ;
- Comparar o desempenho mecânico do arranjo em função do arranjo convencional;
- Ensaar à flexão 4 (quatro) modelos de faixa de laje, para verificar sua capacidade resistiva e confrontar os valores experimentais aos valores calculados pela NBR 6118 (2014).

Finalmente, espera-se contribuir para o entendimento dos mecanismos resistentes à força cortante, bem como para a evolução de sistemas construtivos industrializados.

1.2 JUSTIFICATIVA

A racionalização e a industrialização na construção civil brasileira podem ser indicadas como a solução para reformulação dos métodos construtivos, contudo, a atual conjuntura da construção civil é caracterizada pela deficiência nos níveis de produtividade bem como possuindo altas taxas de consumo e desperdício de materiais (SPADETO, 2011).

Atualmente, o processo para se armar uma vigota à força cortante é feito de forma manual, necessitando de corte e dobra do aço, posteriormente cada estribo é amarrado nas barras longitudinais de compressão e finalmente amarrado na armação treliçada para ser concretada. Este processo é comprovadamente deficiente com relação a produtividade nas fabricas de vigotas treliçadas, de tal forma que, tornou-se senso comum entre engenheiros estruturais evitar a utilização de armaduras transversais em lajes com vigotas treliçadas.

Desta forma, a evolução de sistemas construtivos pode abrir lacunas e oportunidades no mercado da construção civil brasileira devido à necessidade de racionalização dos métodos e processos construtivos. Neste contexto, a aplicação da

proposta de um novo arranjo de armadura de cisalhamento pode ser considerada uma racionalização do método, necessitando assim de estudos teóricos e experimentais para validação de sua eficiência e confirmação de viabilidade técnica.

Também sobre o aspecto evolutivo, sobre o campo de estudos sobre lajes com vigotas treliçadas, Melo (2003) fez um estudo sobre o comportamento da força cortante em lajes com vigotas treliçada. Fez experimentos com estribos fechados e concluiu que as senoidais da treliça podem trabalhar como armadura transversal, desde que bem ancoradas no banzo superior, o que tem pertinência direta ao tema proposto.

Além deste, a ABNT NBR 14859-1 (2016), não faz recomendação ou alusão ao uso da sinusóide como armadura transversal para contribuir na resistência ao esforço cortante.

A ABNT NBR 6118 (2014) seção 17.4.2 traz critérios e recomendações para lajes com armadura para força cortante, contudo, não traz recomendações ou critérios sobre o uso da contribuição das diagonais laterais da treliça na resistência ao esforço cortante.

Assim, este estudo se torna importante no sentido de mostrar uma alternativa para o aumento da capacidade resistente nas lajes formadas por vigotas treliçadas quando expostas a situações de esforços cortantes excessivos.

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O trabalho desenvolvido está organizado em 8 capítulos.

No Capítulo 1, foi introduzido de forma geral a importância da pesquisa em ampliar soluções no combate ao esforço cortante em lajes com vigotas treliçadas, bem como traz a descrição dos objetivos gerais e específicos, justificativa e a apresentação da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica com um breve histórico, ressaltando a origem e a evolução ao longo dos anos do estudo sobre força cortante. Em seguida a estrutura típica e o princípio de funcionamento dos mecanismos de transferência de cisalhamento e por fim, a revisão da literatura técnica brasileira que apresenta um resumo em ordem cronológica de trabalhos sobre o tema de lajes com vigotas treliçadas, que foram desenvolvidos a partir de 1991 no Brasil.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia utilizada para alcançar os objetivos propostos bem como a teoria do objeto de estudo que contou com análise teórica de modelos de cálculo à força cortante, análise estatística dos resultados além do desenvolvimento de protótipos e ensaios experimentais.

No Capítulo 4 é desenvolvido um estudo de modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal com o objetivo de esgotar as possibilidades de

projeto de se melhorar a resistência de cálculo, relativa a elementos sem armadura transversal antes de se fazer uso de armadura resistente à força cortante.

O Capítulo 5 apresenta o programa experimental, que relata os objetivos e as fases do programa, incluindo a descrição dos modelos, as características dos materiais empregados, a produção, o transporte, a metodologia do ensaio e a instrumentação.

O Capítulo 6 apresenta os resultados experimentais dos ensaios à força cortante e de flexão nos modelos produzidos.

O Capítulo 7 apresenta as análises dos resultados dos experimentos de ruptura à força cortante nos diferentes modelos ensaiados, bem como a análise dos resultados dos experimentos de ruptura à flexão.

Por fim, o Capítulo 8 apresenta as conclusões finais deste trabalho, bem como considerações gerais sobre o objeto de estudo.

O apêndice A traz a descrição de um cálculo manual no estado limite último para estribos em lajes com vigotas treliçadas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Com o objetivo de inserir este trabalho no atual contexto de desenvolvimento das pesquisas relacionadas ao assunto, serão expostos a seguir os principais conceitos relacionados ao estudo da força cortante.

Será apresentado um breve histórico, ressaltando a origem e a evolução do estudo sobre força cortante e de armaduras à força cortante, em seguida a estrutura típica e o princípio de funcionamento dos mecanismos de transferência de cisalhamento, os modos de ruptura, bem como os modelos de resistência de cálculo, relativo a lajes sem armadura transversal e o mecanismo complementar de treliça V_c . Na seção 2.5 é apresentado um resumo em ordem cronológica da revisão da literatura técnica brasileira sobre o tema lajes com vigotas treliçadas, que foram desenvolvidos no Brasil a partir de 1991.

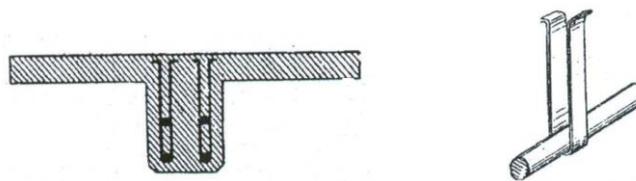
2.1 DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Desde as primeiras construções em concreto, pesquisadores têm buscado modelos e métodos para descrever e determinar a resistência de peças que sofrem esforços de cisalhamento.

De acordo com Yang (2014), a força cortante em estruturas de concreto foi reconhecida como uma das ações mais relevantes que determinam a segurança estrutural desde o século XIX.

A busca por uma armadura transversal eficiente nos remete para o final do século XIX. De acordo com Balázs (2010), Ritter apresentou seu livro, “*The Hennebique construction method*” que foi publicado em 1899, ele usou chapas de aço como armadura de cisalhamento em vigas, mostrado na figura 2.1.

Figura 2.1: Formato da armadura de cisalhamento do século XIX.



Fonte: Balázs (2010).

As chapas de aço como armaduras à força cortante foram usadas por um período no início do século XX. A figura 2.2 mostra a armadura longitudinal de uma viga em torno da qual é encontrado estribo sob a forma de uma chapa de aço que foi construída em 1905 na Universidade de Tecnologia de Budapeste (BALÁZS, 2010).

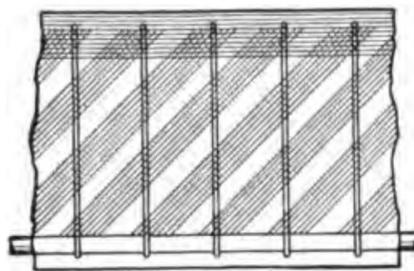
Figura 2.2: Armadura de cisalhamento de uma viga de 1905.



Fonte: Balázs (2010).

Morsch (1909) em seu livro “*Concrete – Steel Construction*”, também tratou do comportamento da força cortante. Vários resultados de ensaios à força cortante são apresentados e comparados, incluindo estribos dobrados. Na maioria dos experimentos os estribos tiveram a mesma forma apresentada na figura 2.1, eram abertos na parte superior e cobrindo a armadura longitudinal. Morsch (1909) explica que a viga de concreto armado pode ser tratada como um sistema de treliça simples onde faixas sombreadas, figura 2.3, representam as bielas comprimidas e as faixas sombreadas em 90 graus representam os estribos que atuam como elementos de tração. As forças de tração na armadura de cisalhamento são então obtidas pela análise da própria viga.

Figura 2.3: Sistemas de treliça simples com estribos.



Fonte: Morsch (1909, p. 160).

Esta abordagem é referida como analogia da treliça clássica e forneceu a base para o entendimento do comportamento do cisalhamento.

Morsch (1909) também concebeu, ensaiou e divulgou a analogia da treliça clássica usando barras dobradas a 45° e estribos a 90° .

No Brasil, durante a segunda guerra mundial, Jermann (1944) no simpósio de estruturas promovido pelo Instituto Nacional de Tecnologia fez considerações sobre a carreira de Emilio Baumgart. Até 1943, ele havia feito modificações no detalhamento das barras dobradas separando-as em superiores nos apoios e inferiores nos vãos.

Kupfer (1962) propôs uma modificação da analogia da treliça de Morsch, permitindo que a inclinação da biela de compressão seja menor que 45° nos seguintes limites: $0,25 \leq \operatorname{tg}\alpha \leq 1,0$, ou seja, a inclinação da biela pode ser tomada de 15° até 45° .

Kurrer (2008, p. 567) em acordo com Kupfer (1962) considerou que a ampliação do modelo da analogia da treliça de Morsch, foi provada com a ajuda do princípio do trabalho mínimo considerado por Timoshenko (1945).

Leonhardt e Monnig (1973) publicaram detalhes sobre a chamada analogia da treliça de Morsch com bielas a 45° .

Leonhardt (1964) divulgou seus ensaios no congresso IABSE (Associação Internacional de Engenharia de Pontes e Estruturas), demonstrando que bastava usar estribos nos modelos ensaiados por Morsch (1909), porém não sendo indispensáveis as barras dobradas, além de mostrar que a quantidade necessária de estribos pode ser menor que a prevista por Morsch (1909).

Vecchio e Collins (1986, p. 219), desenvolveram a teoria do campo de compressão modificada (MCFT - *Modified Compression Field Theory*) para elementos de concreto armado submetidos a cisalhamento que foram calibrados para os chamados testes de grandes painéis, e apresentaram um modelo analítico que era capaz de prever a resposta de deformação de carga de elementos em concreto armado, submetidos à tensões de cisalhamento no seu plano.

CEB-FIP (2010) trabalhou para encontrar os melhores procedimentos para o estudo e comportamento do cisalhamento. O workshop sobre cisalhamento e punção em elementos em concreto armado e em concreto armado com adição de fibras, ocorrido em Salò Lake Garda na Itália no ano de 2010, foi um avanço importante para o entendimento destes fenômenos, sendo que foram registrados os progressos importantes dos últimos cinquenta anos, quando no âmbito da teoria da plasticidade, o conceito do modelo de armadura foi ampliado e sistematizado.

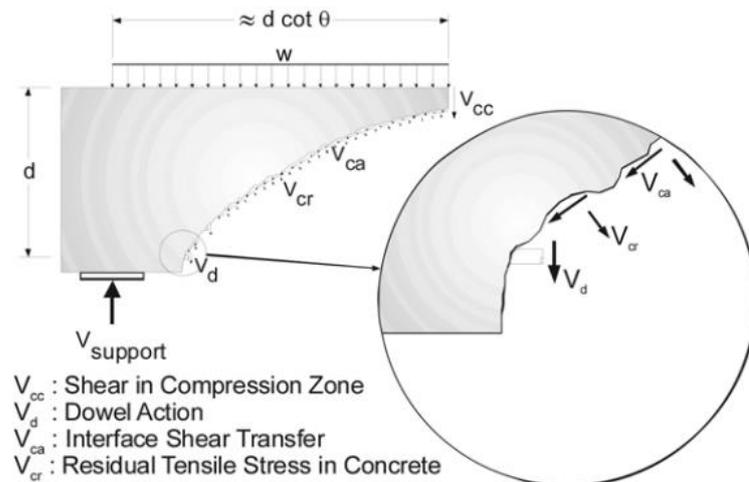
Por fim, Yang (2014), trabalhou em uma nova compreensão da natureza do cisalhamento em elementos de concreto armado sem armadura transversal, induzido pela abertura de uma fissura inclinada na faixa crítica de cisalhamento.

2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO

De acordo com Okamura e Higai (1980) e Song (2010), os mecanismos de transferência do esforço cortante são: o cisalhamento na região não fissurada, o efeito de pino, o engrenamento dos agregados e as tensões de tração residual no concreto, mostrado na figura 2.4.

Samora (2015), Collins, Selby e Vecchio (1996) e ACI Committe 426 (1973), citaram também o efeito de arco como forma complementar de transferência de tensões de cisalhamento.

Figura 2.4: Mecanismos de transferência do esforço cisalhante.



Fonte: Song (2010, p. 17)

Sendo,

V_{cc}: Cisalhamento na zona de compressão, (na zona não fissurada)

V_d: Efeito de pino

V_{ca}: Engrenamento dos agregados

V_{cr}: Tensão residual de tração no concreto.

2.2.1 CISALHAMENTO NA ZONA DE COMPRESSÃO

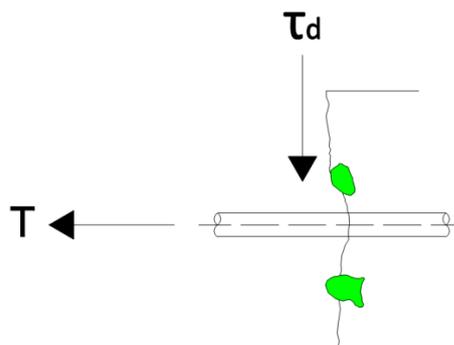
De acordo com ACI COMMITTEE 426 (1973) o mecanismo mais comum de transferência do esforço cortante é feito pelas tensões cisalhantes, isto ocorre nas regiões não fissuradas do elemento estrutural.

Okamura e Higai (1980), afirmaram que depois da formação de fissuras causadas por flexão, uma parte da tensão de cisalhamento é transmitida pela zona de compressão, a transferência do esforço cortante pela zona de compressão é definida pela taxa de armadura e pela resistência à compressão do concreto.

2.2.2 EFEITO DE PINO

De acordo com Samora (2015), o efeito de pino é definido como a capacidade de resistência de uma barra para suportar os esforços na direção perpendicular ao seu eixo longitudinal. Uma interação entre os dois mecanismos ocorre na formação das fissuras do concreto. A aplicação da tensão de cisalhamento provoca o deslizamento entre as superfícies fissuradas em contato e faz com que elas tenham a tendência a se separar. As barras de aço contidas no plano das fissuras influenciam o efeito de pino e determinam a direção da abertura das fissuras, conforme a figura 2.5.

Figura 2.5: Efeito de pino.



Fonte: Samora (2015, p. 29)

A contribuição do efeito de pino também depende da qualidade do concreto, da região de envolvimento, das barras de aço da armadura longitudinal, pois a eficácia desse efeito fica dependente do concreto da camada de cobertura da armadura longitudinal (FUSCO, 2008).

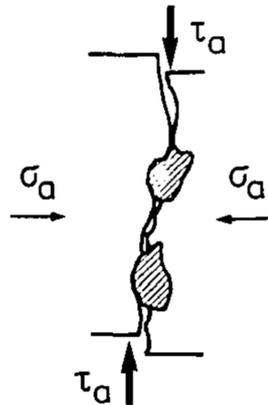
2.2.3 ENGRENAMENTO DOS AGREGADOS

O engrenamento entre os agregados pode ser interpretado como a transmissão de tensões entre as duas faces de uma fissura por meio de uma força de atrito entre elas. A eficiência do mecanismo depende de dois fatores: do grau de rugosidade entre as

superfícies fissuradas e da força normal existente entre essas faces. Com o aumento da abertura da fissura, esta força decresce, pois, a intensidade do contato entre faces tende a diminuir (SAMORA, 2015).

Segundo Yang (2014, p. 14), o termo "*Aggregate Interlock*", ou engrenamento dos agregados, se refere ao efeito que gera tensões cisalhantes como resultados das deformações tangenciais relativas de duas superfícies fissuradas. Desta forma implicando que a causa deste efeito é o atrito ou as forças de contato entre as saliências das partículas de agregado nas fissuras. A figura 2.6 ilustra a transmissão das tensões cisalhantes por meio de fissuras pelo engrenamento dos agregados.

Figura 2.6: Mecanismo de engrenamento dos agregados.



Fonte: Frénaij (1989, p. 12).

Outro fator que influencia este efeito é a relação entre o tamanho máximo dos agregados e as dimensões da seção transversal. Quanto maior for esta relação, maior será a contribuição do efeito de engrenamento (OKAMURA e HIGAI, 1980).

2.2.4 TENSÃO RESIDUAL DE TRAÇÃO NO CONCRETO

De acordo com Song (2010), as tensões residuais de tração contribuem para transferência do esforço cortante, pois transmitem diretamente este esforço através das fissuras. Assim, quando ocorre esta abertura de fissura, a resistência proporcionada pelas tensões de tração residual em vigas curtas, podem ser consideradas significativas, enquanto que em vigas longas são consideradas menos significativas. Contudo, para vigas altas, o efeito de arco é o mecanismo de transferência de cisalhamento mais dominante.

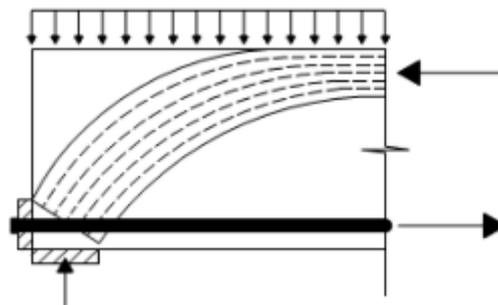
Além do engrenamento dos agregados, os esforços de tração podem ser transmitidos por meio da formação das fissuras, para casos quando a abertura da fissura for menor que 0,1 mm. (YANG, 2014).

2.2.5 EFEITO DE ARCO

Quando a variação do braço de alavanca é o mecanismo de transferência de cisalhamento dominante, este mecanismo é denotado como "*Arch Action*" ou efeito de Arco (FENWICK e PAULAY, 1968 apud YANG, 2014).

Segundo Barbosa (2000), o efeito de arco não é um mecanismo de transferência propriamente dito, pois não transmite a força tangencial para planos paralelos próximos. Entretanto, Samora (2015) afirma que o efeito de arco permite transmitir uma força vertical concentrada até uma reação em elementos altos, reduzindo dessa forma a contribuição dos outros mecanismos de transferência, figura 2.7.

Figura 2.7: Efeito de Arco.



Fonte: Samora (2015, p. 30).

Em vigas altas e peças curtas, com altura relativamente grande em comparação com o vão, parte do carregamento pode ser transmitida diretamente para os apoios pelo chamado efeito de arco. A aplicação de cargas próximas aos apoios mobiliza também o efeito de arco na transmissão de cargas (FUSCO, 2008).

2.3 MODOS DE RUPTURA POR CISALHAMENTO

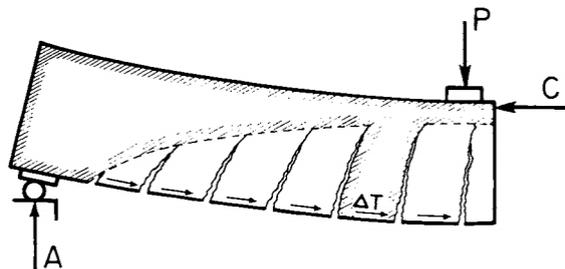
Embora após as primeiras iniciativas tomadas por Morsch (Morsch, 1909), e a pesquisa sobre o comportamento de elementos de concreto sujeita ao cisalhamento tenham mais 100 anos, uma definição consistente de ruptura por cisalhamento de peças de concreto ainda não existe. Contudo, de acordo com Yang (2014, p.10), uma definição fenomenológica aceita de ruptura por cisalhamento é que é uma ruptura frágil, ocorrendo sobre um esforço cortante, com fissuras diagonais se desenvolvendo no vão efetivo.

Kotsovos (2014) afirma que para peças de concreto não armadas à força cortante a análise de treliça de Morsch (1909), não é aplicável, pois a peça tem o comportamento de arco.

Segundo Kotsovos (2014, p. 43) na análise de treliça de Morsch (1909), a viga quando sujeita ao esforço cortante, há a formação de “dentes” de concreto entre as fissuras longitudinais, os quais transferem esforços, por meio da aderência entre o aço e o concreto, através de momentos de balanço.

Kani (1964, p. 448) afirmou que este mecanismo ocorre até a capacidade de flexão ser atingida, se transformando em um arco residual, figura 2.8, com a redução significativa da resistência ao esforço cortante, já que não há a transferência de esforços pelos “dentes” de concreto.

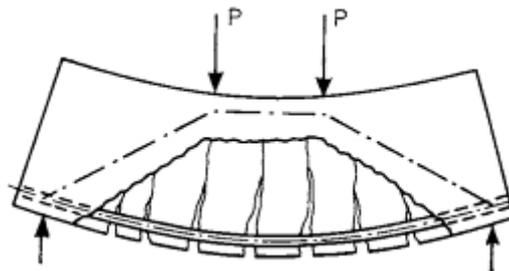
Figura 2.8: Função dos dentes do concreto.



Fonte: Kani (1964, p. 448).

Desta forma, assim que a resistência dos “dentes” se esgota, os incrementos de força transmitidos pela armadura longitudinal se anulam, e a força de tração da armadura longitudinal se mantém constante entre os pontos extremos da ancoragem na viga. Logo a seção transversal tem uma redução e apenas um arco atirantado residual permanece, figura 2.9. (KANI, 1964, p. 453)

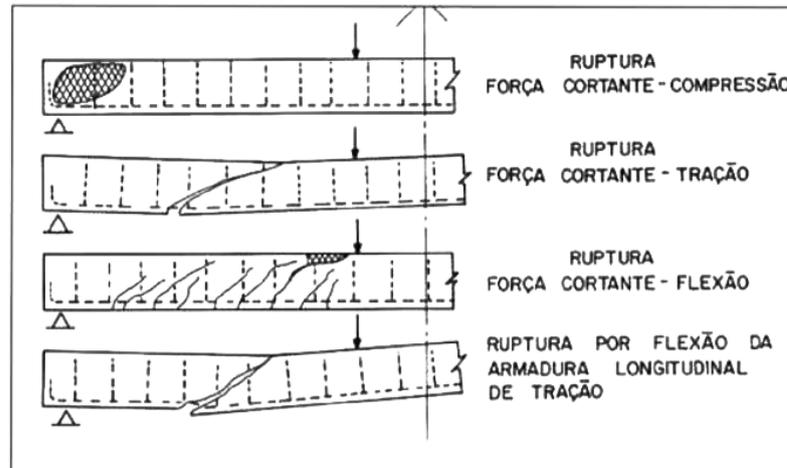
Figura 2.9: Arco remanescente de concreto.



Fonte: Kani (1964, p. 453).

Mediante estes conceitos segundo o ASCE- ACI COMMITTEE 426 (1973), os modos de ruptura ou ruína são: tração por compressão diagonal, cortante-tração e cortante-compressão. Fusco (2008) acrescentou os modos de ruptura à flexão da armadura longitudinal, mostrada figura 2.10.

Figura 2.10: Modos de ruptura na presença de armaduras transversais.



Fonte: Fusco (2008, p. 104)

A ruptura por cortante-compressão corresponde à ruptura por compressão das bielas diagonais de concreto. A ruptura por cortante-tração sobrevém quando é vencida a resistência da armadura transversal, ocorrendo sua ruptura por tração. Ruptura por cortante-flexão decorre da interação da força cortante com o momento fletor, nas proximidades de cargas concentradas elevadas e por fim, a ruptura por flexão da armadura longitudinal pode ocorrer quando as bielas diagonais, que se apoiam no banzo tracionado, provocam tensões de flexão elevadas em virtude de espaçamentos excessivos da armadura transversal (FUSCO, 2008).

2.4 MODELOS DE RESISTÊNCIA DE CÁLCULO, RELATIVA A LAJES SEM ARMADURA TRANSVERSAL E O MECANISMO COMPLEMENTAR DE TRELIÇA V_c

Para a análise do objeto de estudo, o cálculo da resistência ao cisalhamento de lajes sem armadura transversal e o mecanismo complementar de treliça V_c , foi feito utilizando quatro modelos normativos e uma formulação não normativa proposta por Zsutty (1968) com variação da distância entre o ponto de aplicação da força e o apoio no modelo, chamado de vão de cisalhamento. Os modelos normativos foram: ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014), CSA A23.3 (2004) e EFHE (2004). A seguir, são mostradas as formulações de cada modelo proposto.

2.4.1 ABNT NBR 6118-2014

Na seção 19.4.1, as lajes com vigotas treliçadas podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância da face do apoio, obedecer à expressão:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (2.1)$$

Sendo que a força cortante resistente de cálculo é dada por:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } 0,02.$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$

k é um coeficiente que tem os seguintes valores:

- para elementos onde 50 % da armadura inferior não chega até o apoio: $k = |1|$.
- para os demais casos:

$k = |1,6 - d|$, não menor que $|1|$, com d em metros.

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento.

A_{s1} é a área da armadura de tração.

b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d .

N_{sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento.

Segundo Marquesi (2014), estão presentes na formulação da ABNT NBR 6118 (2014), os fatores: resistência à tração do concreto, taxa de armadura longitudinal, fator de escala e a influência do esforço axial, sendo eles:

$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$ - parcela de resistência à tração de cálculo do concreto;

$(1,2 + 40\rho_1)$ - taxa de armadura longitudinal;

$(0,15 \cdot \sigma_{cp})$ - Influência do esforço axial;

$|1,6 - d|$ - fator escala.

2.4.1.1 Modelo de cálculo I

O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite que a parcela V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .

- Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.3)$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

- Cálculo da armadura transversal:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.4)$$

Onde,

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha); \quad (2.5)$$

$V_c = 0$, elementos estruturais tracionados para linha neutra fora da seção;

$V_c = V_{c0}$, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{sd,max}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ na flexo-compressão;

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

2.4.1.2 Modelo de cálculo II

O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

- Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \cdot \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta); \quad (2.7)$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$$

- Cálculo da armadura transversal;

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.8)$$

Onde,

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot sen\alpha ; \quad (2.9)$$

$V_c = V_{c1}$, na flexão simples e na flexo-tração;

$V_c = V_{c1} \cdot (1 + M_0 / M_{sd,max}) \leq 2 \cdot V_{c1}$ na flexo-compressão com,

$V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ quando $V_{sd} = V_{rd2}$, interpolando-se para valores intermediários.

2.4.2 ACI 318-2014

O ACI 318 (2014) em sua seção 9.8, determina critérios para o cálculo de lajes com vigotas em uma direção. Com relação a dispensa da armadura transversal para vigotas treliçadas, na seção 9.8.1.5 se permite que V_c seja tomado como 1.1 multiplicado pelo valor calculado, de acordo com a seção 22.5. O fator de redução da resistência para força cortante $\phi = 0,75$, está contido na tabela 21.2.1.

A tabela 9.6.3.1 determina critérios para a dispensa da armadura transversal em vigas e lajes cujos valores de V_u não excedam;

$$0,5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c \quad (2.10)$$

O ângulo θ das bielas de compressão utilizado pelo ACI 318 (2014) está no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. A resistência ao cisalhamento é baseada em uma tensão de cisalhamento média na seção transversal.

A resistência nominal para a força cortante em uma seção com uma direção, V_n , deve ser calculada como:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.11)$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.12)$$

As dimensões da seção transversal devem cumprir com a equação:

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \quad (2.13)$$

A equação do ACI 3018 (2014) na seção 22.5.5, descreve na forma simplificada a parcela V_c correspondente à resistência ao cisalhamento fornecida pelo concreto.

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.14)$$

Sendo:

V_n : Resistência ao cisalhamento nominal;

V_u : Força cortante (majorada);

V_s : Parcela nominal referente à armadura de cisalhamento;

V_c : Resistência ao esforço cortante N;

f'_c : Resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

b_w : Largura da base, em mm;

d : Altura efetiva, em mm;

λ : Fator de redução das propriedades mecânicas do tipo de concreto de peso normal $\lambda = 1$

Na seção 22.5.10.5, a parcela da força cortante resistida pelo aço é dada por:

$$V_s = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (2.15)$$

2.4.3 CSA A23.3-2004

A formulação para força cortante do CSA A23.3 (2004), está baseado na teoria do campo de compressão modificada (JUNIOR, 2014). De acordo com Vecchio e Collins (1986), a teoria do campo de compressão modificada foi apresentada como um método de análise capaz de prever a resposta de uma seção particular de uma peça de concreto, quando aquela seção era submetida ao esforço cortante, normal e de flexão. A seção 11.3.3 do CSA A23.3 (2004) determina que membros sujeitos a força cortante devem proporcionar:

$$V_r \geq V_f \quad (2.16)$$

$$\text{sendo } V_r = V_c + V_s, \quad (2.17)$$

Porém de qualquer forma não deverá exceder a força cortante máxima resistente:

$$V_{r,\max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (2.18)$$

logo, $V_{r,\max} \geq V_f$

Se, $V_f \leq V_c$ logo, $\frac{A_v}{s} = 0$, com essa condição haverá a dispensa da armadura

transversal.

$$\text{Se, } V_f \geq V_c, \text{ logo, } \frac{A_v}{s} = \frac{(V_f - V_c) \cdot \tan g \theta}{\phi_s \cdot f_{yh} \cdot d_v} \quad (2.19)$$

Se, $V_f \geq V_{r,max}$, logo haverá uma condição de falha declarada.

Para o cálculo de V_s com armadura $\alpha = 90^\circ$ será dado por:

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s} \quad (2.20)$$

O valor de θ deve ser tomado como 42° conforme seção 11.3.5.1.

Para o cálculo de V_s com armaduras inclinadas e o ângulo α variando, V_s será dado

$$\text{por: } V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} \quad (2.21)$$

O valor de θ deve ser tomado como 42° conforme seção 11.3.6.2.

V_f = Força cortante de projeto;

V_r = Força cortante resistente;

$V_{r,max}$ = Força cortante máxima resistente;

V_s = Força cortante resistente referente a parcela que o aço absorve;

V_c = Força cortante resistente referente a parcela que o concreto absorve;

As solicitações de cálculo utilizadas no dimensionamento das estruturas devem ser majoradas por meio do coeficiente ponderador ϕ tal qual a equação:

$$R_f = \phi_r \cdot R \text{ sendo } \phi_r = 1,4$$

O CSA A23.3 (2004) na seção 11.3.4 determina o valor da resistência do concreto ao cisalhamento de acordo com equação:

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.22)$$

Sendo:

$\phi_c = 0,65$ = Fator de segurança da resistência do concreto;

$\lambda = 1,0$ = Densidade de concreto normal;

b_w = Largura da viga em mm;

d = Altura útil de cisalhamento em mm, tomada como o maior valor entre $0,9d$ e $0,72h$, em mm.

Para o método simplificado em situações onde a seção contém armadura transversal mínima:

$$\beta = 0,18$$

Na equação 2.17 a resistência à compressão do concreto deve ser menor ou igual a 64 MPa ou $\sqrt{f'_c} \leq 8MPa$, $0,9d \leq d \leq 0,72h$ e $b_w \leq 250mm$.

f'_c em MPa, b_w, d em mm, V_c em newtons.

A seção 11.3.6 determina o cálculo de β para seção transversal sem armadura de cisalhamento pelo método simplificado.

Se a seção não contém armadura transversal e o tamanho máximo nominal do agregado não é inferior a 20 mm β deve ser tomado como:

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d)}$$

Se a seção não contém armadura transversal, o valor de β pode ser determinado para todos os tamanhos de agregados substituindo o parâmetro d da equação pelo parâmetro S_{ze} , que permite o tamanho do agregado e valor equivalente considerado a S_z e depende das características da armadura longitudinal, onde:

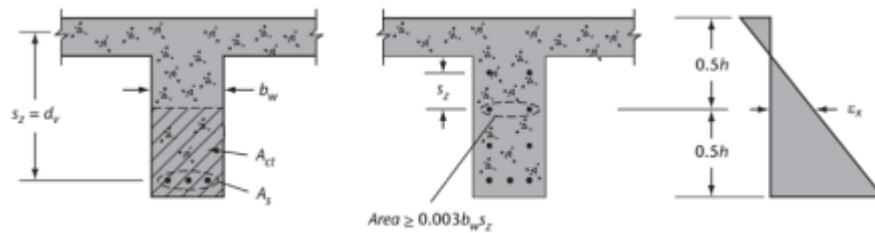
$$S_{ze} = \frac{35 \cdot S_z}{15 + a_g}$$

a_g = Diâmetro máximo nominal do agregado

$$S_{ze} \geq 0,85S_z$$

S_z deve ser tomado como d ou a distância máxima entre as linhas de distribuição da armadura longitudinal, o que for menor. Cada linha de camada da armadura longitudinal deve ter uma área pelo menos de $0,003 \cdot b_w \cdot S_z$ conforme ilustra a figura 2.11.

Figura 2.11: Detalhe da seção transversal para cálculo de S_z .



Fonte: CSA A23.3 (2004)

2.4.4 EFHE-2004

Segundo o EFHE (2004), é necessário comprovar que não se produza esgotamento por compressão oblíqua na alma da peça. Para isso, é necessário comprovar que se cumpra simultaneamente as condições:

$$V_{rd} \leq V_{u1} \quad \text{- Para peças sem armadura transversal;} \quad (2.23)$$

$$V_{rd} \leq V_{u2} \quad \text{- Com armadura transversal;} \quad (2.24)$$

Sendo:

V_{rd} - Força cortante de cálculo;

V_{u1} - Força cortante resistente por compressão oblíqua;

V_{u2} - Força cortante resistente por tração na alma.

A força cortante de esgotamento por compressão oblíqua da alma V_{u1} , atualmente pode ser obtido no EHE (2008) seção 44.2.3.1 pela expressão:

$$V_{u1} = K \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta} \quad (2.25)$$

Sendo:

$$f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$$

b_0 - Largura mínima da nervura;

K - Coeficiente de redução por efeito de esforço axial;

$$K = \frac{5}{3} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \leq 1,00 \quad \text{logo, tensão axial} = 0, \quad \text{logo } K=1$$

Para o caso usual em que $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$, tem-se:

$$V_{u1} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot (1 + \cot g\alpha) \quad (2.26)$$

A Força cortante resistente por tração na alma V_{u2} , para elementos com armadura transversal pode ser obtida na seção EHE (2008) 44.2.3.1 pela expressão:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} \quad (2.27)$$

Sendo:

V_{su} - Contribuição da armadura transversal na resistência à força cortante;

$$V_{su} = z \cdot \sin\alpha \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

A_{α} - Área por unidade de comprimento das armaduras inclinadas de um ângulo α ;

$f_{y\alpha,d}$ - Resistência de cálculo da armadura A_{α} ;

z = Braço de alavanca, $z = 0,94d$

V_{cu} - Contribuição do concreto na resistência à força cortante;

$$V_{cu} = \left[0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_{\ell} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta \quad (2.28)$$

$$\beta = \frac{2 \cot g\theta - 1}{2 \cot g\theta_e - 1}, \text{ se } 0,5 \leq \cot g\theta < \cot g\theta_e$$

$$\beta = \frac{2 \cot g\theta - 2}{2 \cot g\theta_e - 2}, \text{ se } \cot g\theta_e \leq \cot g\theta \leq 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_s + A_p \cdot \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b_w \cdot d}$$

ρ_{ℓ} - Quantidade geométrica de armadura longitudinal tracionada, passiva e ativa aderente ancorada a uma distância igual ou maior que d a partir da seção:

θ_e - Ângulo de referência da inclinação das fissuras, deduzido da expressão:

$$\cot g\theta_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m} \cdot (\sigma_{xd} + \sigma_{yd})}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \begin{cases} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{cases}$$

$f_{ct,m}$ - Resistência média à tração do concreto;

No caso usual de peças de concreto armado submetidas a flexão simples ou composta com $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = \theta_e = 45^\circ$, tem-se as seguintes expressões simplificadas:

$$V_{cu} = 0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_0 \cdot d \quad (2.29)$$

$$V_{su} = A_{90} \cdot f_{y90,d} \cdot 0,90d \quad (2.30)$$

A quantidade mínima de armaduras transversais deve ser tal que atenda à relação:

$$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\text{sen}\alpha} \geq 0,02 f_{cd} \cdot b_0$$

2.4.5 ZSUTTY-1968

De acordo com Zsutty (1968), a capacidade resistente à força cortante de peças em concreto armado pode ser obtida pela expressão:

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (2.31)$$

Onde,

V_u - Força cortante resistente;

V_c - Parcela da força cortante cujo concreto absorve;

V_s - Parcela da força cortante cuja armadura transversal absorve;

ϕ - Coeficiente de redução da resistência ($\phi = 0,85$);

Conforme Zsutty (1968), para elementos esbeltos o colapso ocorre quando, a força que inicia a primeira fissura de cisalhamento é contemplada. Em elementos curtos, por causa do efeito de arco, o colapso geralmente ocorre com forças aplicadas acima da força de fissuração diagonal. Assim, a parcela da força cortante absorvida pelo concreto é determinada pelas expressões:

Para vigas curtas: ($a/d < 2,5$)

Para vigas esbeltas: ($a/d \geq 2,5$)

$$V_c = 2,3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_{ck} \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}} \quad \text{para } (a/d < 2,5) \quad (2.32)$$

$$V_c = \left(\frac{2,5}{a/d} \right) \cdot 2,3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_{ck} \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}} \quad \text{para } (a/d \geq 2,5) \quad (2.33)$$

Sendo,

V_c em Newtons;

b_w - Largura da base, em mm;

d - Altura útil, em mm;

a - Vão de cisalhamento, em mm;

$$\frac{a}{d} = \frac{M}{V \cdot d};$$

f_{ck} em MPa

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d};$$

ρ - Taxa de armadura longitudinal;

A parcela da força cortante cuja armadura transversal absorve é dada pela expressão:

$$V_s = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yw} \cdot d \quad \text{Sendo,} \quad (2.34)$$

f_{yw} - Resistência característica de escoamento do aço da armadura transversal.

2.5 REVISÃO DA LITERATURA TÉCNICA BRASILEIRA

Nesta seção, é apresentado na tabela 2.1 um resumo em ordem cronológica de trabalhos sobre o tema de lajes com vigotas treliçadas, que foram desenvolvidos a partir de 1991 no Brasil. O objetivo foi obter informações disponíveis referentes ao tema de estudo proposto.

Tabela 2.1 - Resumo da revisão da literatura.

AUTOR	OBJETIVO	TIPO DE TRABALHO	CONCLUSÕES
MUNIZ (1991)	Determinar um roteiro para o projeto e execução de lajes pré-fabricadas treliçadas	Artigo/Análise teórica	Além do roteiro, concluiu que o uso das treliças possibilitam uma diminuição do peso-próprio da laje e o conseqüente alívio sobre as fundações, bem como uma redução significativa nos escoramentos.
NAPPI (1993)	Critérios técnicos para garantir a qualidade da execução de respectivas lajes pré-moldadas.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que o pouco tempo necessário para a sua execução, aliado ao baixo consumo de fôrmas e escoramento, torna a obra mais limpa, facilitando os deslocamentos por seu interior.
DI PIETRO (1993)	Fornecer subsidios aos projetistas de estruturas, para que venham a adotar esse tipo de sistema construtivo.	Dissertação/Análise teórica	Estabeleceu de maneira geral, uma uniformização do projeto, da fabricação e da utilização, subsidios para uma futura homologação deste tipo laje pré-fabricada.
BOCCHI (1995)	Comparar processos empregados na obtenção dos esforços solicitantes.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que as laje treliçadas devem ser modeladas como grelhas, considerando-se o concreto fissurado, tanto na obtenção dos esforços solicitantes, como nos deslocamentos.
GASPAR (1997)	Análise da segurança das lajes pré-fabricadas na fase de construção.	Dissertação/Análise numérica	Mostrou que a qualidade e o desempenho estrutural das lajes treliçadas dependem em grande parte dos cuidados tomados durante a fase de montagem, especialmente com o escoramento.
BORGES (1997)	Roteiro de critérios e dimensionamento para lajes pré-fabricadas treliçadas.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que a influência das nervuras transversais nas regiões próximas aos apoios paralelos às vigotas, gerou uma redução da rotação relativa entre vigotas.
CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO; FURLAN JUIOR (1998a)	Verificar qual parcela da carga realmente é absorvida pelas vigas paralelas às longarinas.	Artigo/Experimental	Sugere-se que no dimensionamento das vigas onde se apoiam as nervuras seja considerada toda a carga atuante, mas ressaltando que uma parcela desse valor deve ser aplicada às vigas paralelas às nervuras.
CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO; FURLAN JUIOR (1998b)	Determinação dos valores dos momentos fletores nas nervuras, das flechas e das reações das lajes nas vigas do contorno.	Artigo/Experimental	Os resultados mostram que uma parcela do carregamento foi absorvida pelas vigas paralelas às nervuras e por segurança, sugere-se que toda a carga seja transferida às vigas principais.

CAIXETA (1998)	Avaliar o funcionamento das lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas	Dissertação/Experimental	Concluiu que a armadura senoidal da treliça não contribui no combate ao esforço cortante.
DROPPA (1999)	avaliação do comportamento das lajes formadas por vigotas pré-moldadas com armadura treliçada.	Dissertação/Experimental	A análise de resultados mostrou que a adoção de nervuras transversais contribui pouco na distribuição de esforços solicitantes e nos deslocamentos.
DROPPA JÚNIOR ; EL DEBS (1999)	Comparativa entre valores teóricos e experimentais para um painel de laje bidirecional.	Dissertação/Análise numérica	O principal condicionante no dimensionamento de lajes com vigotas treliçadas é o estado limite de deformações excessivas.
LIMA (1999)	Avaliação de comportamento estrutural de lajes nervuradas.	Dissertação/Experimental	As lajes com armadura treliçada apresentaram um aumento de carga última médio em torno de 18% em relação às lajes convencionais.
CARVALHO (2000)	Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes treliçadas.	Dissertação/Experimental	Contemplou o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo que considere aspectos usualmente desprezados na prática.
MESQUITA et all. (2000)	Procedimento de cálculo que leva em conta a segurança no estado limite último.	Artigo/Análise teórica	Concluíram que a escolha da altura da laje, na maioria dos casos, fica determinada pela verificação da deformação excessiva.
MAGALHÃES (2001)	Avaliação estrutural relativa aos momentos fletores negativos nos apoios destas lajes.	Dissertação/Experimental	Concluiu que a análise não-linear em lajes nervuradas unidirecionais utilizando a relação momento x curvatura do código modelo CEB-90 em conjunto com a técnica do carregamento incremental representa bem o comportamento real da estrutura.
FLÓRIO (2001)	Comportamento de nervuras de lajes pré-fabricadas no cisalhamento.	Iniciação científica /Experimental	A conclusão foi de que não houve separação entre a superfície da vigota com o concreto moldado no local no caso de lajes com vigotas treliçadas.
MERLIN (2002)	Avaliação de momentos fletores negativos junto aos apoios.	Dissertação/Análise numérica	Verificou-se que a utilização da relação momento x curvatura do CEB-90 representa satisfatoriamente o comportamento estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados.

PEREIRA (2002)	Procedimento que facilite o transporte vertical na etapa de montagem.	Dissertação/Experimental	Constatou-se que o dispositivo de emenda de treliças proposto mostrou-se eficaz para realizar, durante a etapa de fabricação, emendas de treliças eletrossoldadas constituintes de vigotas treliçadas.
MELO (2003)	Estudo do cisalhamento nas lajes nervuradas pré-fabricadas com armação treliçada.	Dissertação/Experimental	Concluiu que as senoidais da treliça podem trabalhar como armadura de cisalhamento, desde que bem ancoradas no banzo superior, contudo, sua contribuição não pode ser contabilizada totalmente.
BUSCARIOLO et all. (2003)	Comportamento das mesas de lajes pré-moldadas.	Dissertação/Experimental	Os 15 ensaios realizados durante o período de pesquisa mostraram que a espessura da capa de concreto das lajes produz grandes variações na capacidade portante.
FLÓRIO (2004)	Tópicos de conhecimento necessários aos engenheiros que atuam no mercado.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que as lajes unidirecionais trabalham no estágio II, a ordem de grandeza da flecha de lajes simplesmente apoiada é muito grande com relação à laje em regime de engastamento.
BUIATE (2004)	Análise de lajes pré-moldadas bidirecionais formadas por vigotas treliçadas	Dissertação/Análise numérica	Concluiu que o maciçamento através de console monolítico armado nas bordas de lajes nervuradas melhoram as vinculações entre as nervuras e as vigas de borda.
BUIATE; LIMA (2005)	Análise numérica do comportamento de lajes pré-moldadas bidirecionais	Artigo/Análise numérica	Concluíram que a adoção de seções L invertido para as vigas de borda é uma solução mais eficiente do que a utilização de seções retangulares ou maciçamento das bordas das lajes.
ASSIS (2005)	A eficiência do reforço à flexão de lajes pré-fabricadas	Dissertação/Experimental	Concluíram que o método de reforço foi bem eficiente, melhorando consideravelmente a capacidade de carga das peças reforçadas, de 38% a 149%, em relação as lajes de referência de cada série.
FORNI (2005)	Analisar de forma comparativa os custos de diversas lajes calculadas segundo as normas vigentes.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que os custos com materiais foram por volta de 74%, com a mão-de-obra de 12%, os custos administrativos equivalem aproximadamente a 13% e com o transporte 1%.
KATAOKA (2005)	Estudar o fenômeno da evolução das flechas em lajes pré-fabricadas ao longo do tempo.	Dissertação/Experimental	Concluiu que realmente o estado de deformação excessiva é condição determinante para dimensionamento das lajes pré-fabricadas.

SANTINE (2005)	Apresentar um novo tipo de laje pré-moldada de concreto armado.	Dissertação/Análise teórica	Constatou-se que a inércia do novo tipo proposto é muito maior à do tipo com vigota treliçada, bem como o momento de fissuração, fazendo com que mais seções trabalhem no estágio I.
SILVA (2005)	Contribuir para o aprimoramento da pesquisa sobre as lajes nervuradas de concreto armado.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que houve um efeito positivo quando da inclusão de nervuras transversais, com redução média de 29% entre as flechas obtidas com análise não linear.
CARVALHO et all. (2005)	Resultados de pesquisas que consideram os modelos de cálculo para lajes treliçadas.	Artigo/Análise teórica	A organização e divulgação do atual estado da arte permitiu maximizar o potencial do sistema de lajes com vigotas treliçadas.
NAKAO et all. (2005)	Caracterização geométrica e a verificação de resistência de vigotas treliçadas.	Artigo/Experimental	Conclui que apesar da variabilidade dos resultados desses ensaios, as resistências dos componentes apresentaram-se dentro dos limites aceitáveis pela norma.
MERLIN, EL DEBS, TAKEYA, NETO, (2005)	Ensaio experimentais comparativos em faixas de lajes com armação treliçada, com e sem armadura protendida.	Artigo/Experimental	Concluiu que a protensão na vigota melhorou o comportamento da laje em relação às deformações, o maior benefício da protensão foi para a situação de serviço.
ALBUQUERQUE, (2005)	Processo de cálculo, construtivo comparativos para vigotas protendidas.	Artigo/Análise teórica	Concluiu que a alternativa protendida não teve o custo do aço reduzido para o vão de 3,0 m, mas que, muito provavelmente, para este vão a treliça protendida dispensará o escoramento.
COSTA (2006)	Desempenho de faixas de lajes treliçadas reforçadas, com seção transversal T.	Dissertação/Experimental	Concluiu que a NBR 6118:2003 é conservadora com relação a cargas, por não levar em conta a contribuição das armaduras do banzo superior e de distribuição.
XAVIER E ANDRADE. (2009)	Qualidade do projeto e do processo de execução das lajes pré-moldadas com utilização de pré-lajes	Artigo/Análise teórica	Recomendou uma maior atenção quanto aos detalhes construtivos, folgas e tolerâncias, levando-se em consideração os desvios de produção, locação da obra e de montagem dos elementos.
AVILLA Jr. (2009)	Análise do comportamento predominante em projetar lajes lisas nervuradas.	Análise teórica	Conclui que o sistema de lajes lisas nervuradas pré-fabricadas com vigotas pode ser empregado com grandes vantagens em comparação ao sistema convencional (lajes, vigas e pilares).

SANTOS (2009)	Determinação da flecha, em lajes pré-moldadas treliçadas, com e sem adição de resíduo de borracha de pneu.	Dissertação/Análise numérica	Concluiu que o método numérico conseguiu prever o o valor dos deslocamentos imediatos, mesmo com a inclusão do resíduo de borracha de pneu no concreto da capa da laje.
FIGUEIREDO FILHO; SHIRAMIZU (2011)	Comparar os processos envolvendo lajes com vigotas treliçadas	Artigo/teórico/campo	Para que lajes treliçadas se tornem competitivas, seria necessária a melhorar os processos de projeto, produção e construção, bem como o desenvolvimento de estudos voltados para melhoria de materiais.
FAZZAN (2011)	Substituição parcial dos agregados que compõem a capa e as vigotas de lajes pré-fabricadas treliçadas.	Dissertação/Experimental	Concluiu que houve queda expressiva do módulo de elasticidade do concreto com resíduo, pelo fato deste atuar como vazios dentro do concreto nos modelos ensaiados.
SILVA (2012)	Contribuições para a análise estrutural laje pré-fabricadas com vigotas treliçadas .	Dissertação/Análise numérica	Concluiu que os resultados dos modelo de viga isolada, por não considerarem a capa na rigidez da laje, apresentaram resultados mais conservadores que os fornecidos pelo modelo de grelha equivalente.
CUNHA (2012)	Determinar um roteiro para o projeto e execução de lajes pré-fabricadas treliçadas	Dissertação/Análise teórica	As lajes de vigotas treliçada são mais susceptíveis às flechas quando comparadas com as lajes maciças de mesma altura, cerca de quatro vezes maior o deslocamento, tanto nas análises linear quanto na não-linear.
CUNHA, J. (2012) - UFU - MG	Análise simplificada para lajes nervuradas bidirecionais.	Dissertação/Análise teórica	Concluiu que os processos simplificados de cálculo podem ser aplicados ao estudo das lajes nervuradas bidirecionais, desde que garantidas as condições de equilíbrio e ductilidade da estrutura.
ALVES et all. (2013)	Análise do comportamento de vigotas treliçadas e protendidas na fase de montagem.	Artigo/Análise numérica	Concluíram que as vigotas treliçadas protendidas apresentam melhores condições de atender ao estado limite de deformações excessivas, devido à existência dos fios de protensão.
LIMA; CASTILHO; GESUALDO. (2013)	Desenvolvimento de ensaios experimentais de vigotas treliçadas protendidas como elementos isolados	Artigo/Experimental	Concluíram que a ruptura das vigotas treliçadas protendidas é governada pela flambagem do banzo superior da treliça eletrossoldada.
SARTORI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO. L. M. (2013a)	Analisar a capacidade portante de vigotas treliçadas, na fase de montagem.	Artigo/Experimental	Concluíram que as vigotas mais baixas apresentaram comprimentos de flambagem do banzo superior menores que a distância de 20 cm entre os nós.

SARTORTI; PINHEIRO. (2013b)	Viabilidade técnica de lajes treliçadas com vigotas pré-moldadas de 6 cm de altura.	Artigo/Experimental	Concluíram que uma treliça com altura de 6 cm, associada a lajotas cerâmicas também com 6 cm de altura, não apresenta problemas construtivos nem estruturais, com respeito à ABNT NBR 6118:2007.
ROCHA (2015)	Comportamento painel treliçado, cálculo e detalhamento em pavimentos de edificações	Dissertação/Análise teórica	Conclui que seu trabalho faz uma grande adição aos tópicos relativos a força cortante, como ela é considerada para cálculo nas normas europeias em relação as normas brasileiras.
MOREIRA (2016)	Comportamento de protótipos de lajes nervuradas constituída por vigotas protendidas.	Dissertação/Experimental	A transferência de tensões de cisalhamento na interface entre concreto com diferentes idades é controlada pelo concreto moldado no local, pois este não possui controle de execução e aplicação tão rigoroso.
FERREIRA (2016)	Análise da viabilidade estrutural de lajes formadas por vigotas pré-moldadas treliçadas com e sem protensão.	Dissertação/Análise teórica	Conclui que com o uso das vigotas protendidas, para vãos de 6 a 9 m, consegue-se uma redução média do peso da laje em torno de 21%, comparado às vigotas não protendidas.

Os trabalhos analisados nesta revisão da literatura contemplam estudos sobre estribos fechados em armação treliçada, estudos de critérios para garantir a qualidade da execução, roteiros para projeto e execução, comparações de processos de cálculo, análise de segurança na fase de montagem, avaliação de funcionamento e comportamento estrutural das lajes, comparativo de custos, procedimentos de cálculo, avaliação de momentos fletores, procedimentos de transporte das vigotas, análise de eficiência, desempenho, contribuições para aprimoramento de procedimentos de cálculo, caracterizações geométricas, estudo de fluência e flecha, análises simplificadas de cálculo, comparativos de sistemas construtivos, análise de capacidade portante e estudo do cisalhamento em lajes nervuradas pré-fabricadas.

2.6 CONCLUSÕES DA REVISÃO DA LITERATURA

De posse destas informações é possível concluir que apenas o trabalho de Melo (2003) tem relação direta ao objeto de estudo proposto neste trabalho. Melo (2003) investigou o comportamento do cisalhamento das diagonais (sinusóides) das lajes nervuradas formadas por vigotas treliçadas e concluiu que as armaduras senoidais da treliça podem trabalhar como armadura de cisalhamento, desde que bem ancoradas no banzo superior; contudo, sua contribuição não pode ser contabilizada totalmente.

Flório (2004, p. 172) contemplou uma verificação da força cortante resistente de cálculo em lajes com vigotas treliçadas, cujas sinusóides da treliça foram consideradas no cálculo para adição de resistência ao esforço cortante. E ao final da verificação, conclui que para o caso, sendo ainda $V_{sd} \geq V_{rd3}$, mesmo com a consideração da área da armadura senoidal, seria necessário usar estribos na armadura treliçada ou aumentar a altura da laje, o que tem pertinência ao tema proposto.

Carvalho et al. (2005) fez sugestões de trabalhos futuros quanto a questão do cisalhamento e a verificação do trabalho das armaduras inclinadas da treliça de armadura com vigotas. Costa (2006) fez a sugestão de se estudar o uso de treliças com sinusóides mais espaçados e de algumas sem o banzo superior.

Diante destes fatos, e mediante aproximadamente vinte e sete anos de desenvolvimento do estado da arte em lajes de vigotas com armaduras treliçadas, torna-se justificável a necessidade de estudo do tema proposto.

Além deste, Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 93) afirmam que no caso de nervuras com armaduras treliçadas, embora as diagonais laterais possam contribuir na resistência ao cisalhamento, não é usual contar com essa colaboração.

Foram analisadas tabelas de dimensionamento de lajes com vigotas treliçadas da Arcelor Mittal (2010) e feita a verificação dos valores de carga em função do vão, e se estavam utilizando a contribuição da sinusóide da treliça para a resistência ao cisalhamento.

A conclusão foi que, dos vãos contemplados nas tabelas, que variam entre 1,2 m a 8,7 m, quando da utilização de cargas mais elevadas para qualquer vão, estavam sendo utilizados a contribuição da sinusóide da treliça para a resistência à força cortante.

Por fim, há uma discordância entre a recomendação de Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 93), Melo (2003) e os resultados da análise das tabelas da Arcelor Mittal (2010), que contemplam o uso da contribuição da sinusóide da treliça para a resistência à força cortante, abrindo assim uma lacuna para estudos específicos com relação a contribuição da armadura senoidal.

3. METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos, foi desenvolvido a teoria do objeto de estudo que contou com análise teórica de modelos de cálculo à força cortante, análise estatística dos resultados além do desenvolvimento de protótipos e ensaios experimentais.

Estes itens foram relacionados por meio de comparações de resultados que fazem a sustentação teórica necessária para as considerações e conclusões deste trabalho.

Os ensaios foram realizados no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de concreto (NETPre/ UFSCar) e consistiu em ensaiar faixas de lajes constituídas por vigotas treliçadas, contento a amadura transversal pré-fabricada.

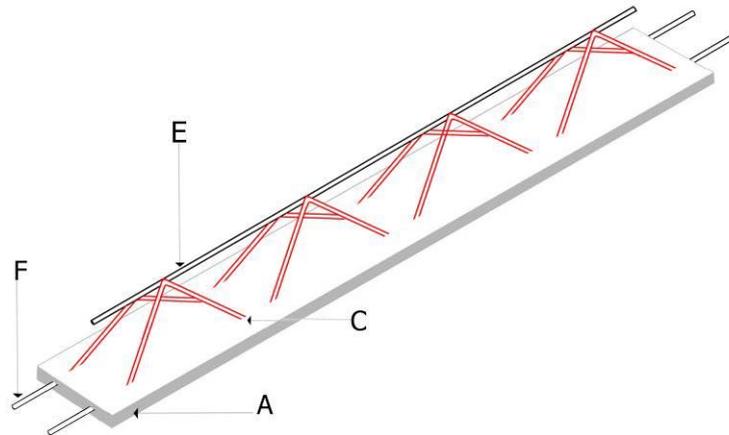
As características da armadura transversal pré-fabricada emergirão da descrição que segue e as formas do método de acordo com o modelo.

3.1 DESCRIÇÃO

Esta descrição tem o objetivo de caracterizar o objeto e não se destina a limitar as possibilidades do uso da armadura. As letras alfabéticas são as referências utilizadas para caracterizar cada item do modelo e concomitante à vigota com armadura treliçada, referem-se a figura, na qual:

A: laje de concreto ou sapata de concreto; B: ramo da armadura de cisalhamento; C: armadura senoidal da treliça; D: armadura de suporte; E: armadura de compressão da treliça; F: armadura de tração da treliça; H: armadura complementar inferior de tração; J: dobra em ângulo reto; K: trecho terminal. A figura 3.1 mostra a ilustração de uma vista isométrica de uma vigota pré-fabricada treliçada.

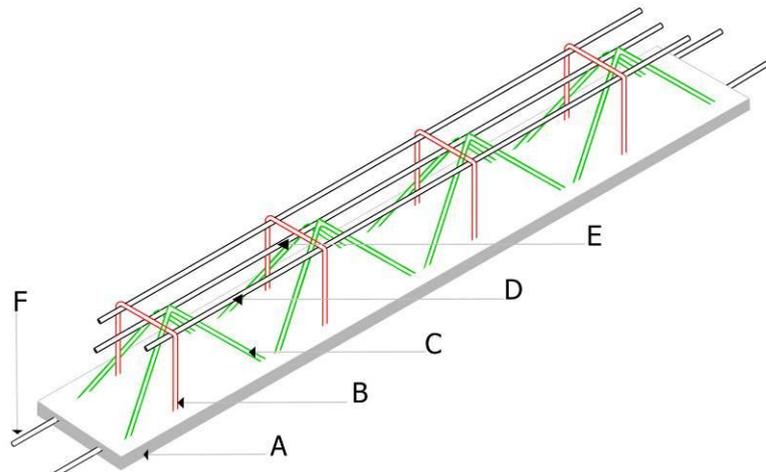
Figura 3.1: Vigota treliçada.



Fonte: próprio autor.

De acordo com Flório (2004, p. 172), a armadura senoidal da treliça, letra “C” na figura 5.1, deve ser considerada no cálculo para adição de resistência ao esforço cortante, não sendo suficiente a sua capacidade resistiva, deve-se armar a treliça com estribos convencionais, geralmente utilizados em vigas. A figura 3.2 mostra a ilustração de uma vista isométrica de uma vigota pré-fabricada treliçada devidamente concretada e armada com estribos convencionais.

Figura 3.2: Vigota treliçada concretada, armada com estribo pré-fabricado.



Fonte: próprio autor.

3.1.1 VERIFICAÇÃO COMO VIGA

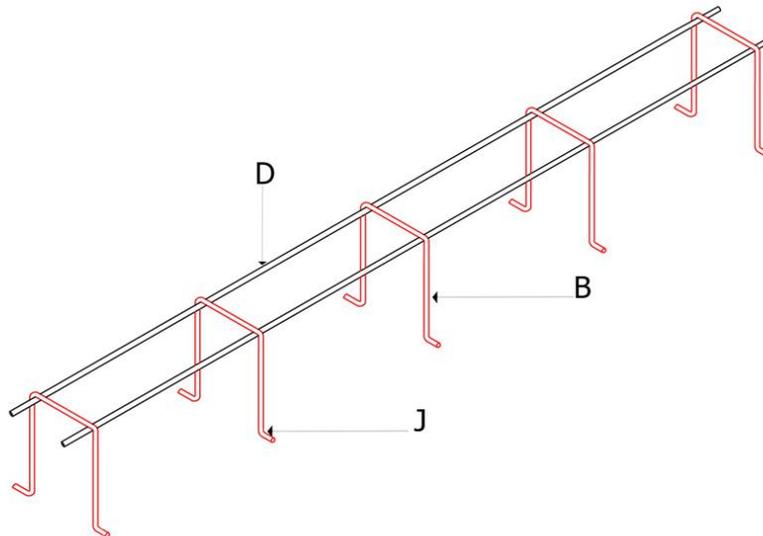
De acordo com Carvalho e Figueiredo (2014, p. 91), o modelo matemático deste tipo de laje é um conjunto de vigas paralelas que trabalham independentes, podendo ser adotada uma seção transversal “T”.

Portanto, quando os parâmetros de uma laje calculada não estiverem de acordo com os critérios de verificação para o cisalhamento segundo item 19.4.1 da NBR 6118 (2014), a verificação ao cisalhamento e o cálculo da armadura transversal, podem ser feitos como em vigas.

3.1.2 ARMADURA PRÉ-FABRICADA

A armadura de cisalhamento pré-fabricada é uma peça formada por aço dobrado CA 50 de pequeno diâmetro, da ordem de 5 mm, possui fechamento de seus ramos na região de compressão e abertura na região de tração que é constituído por ganchos com dobra em ângulo reto. A peça completa é soldada por eletrofusão nas armaduras longitudinais de suporte na região de compressão, tendo assim por aspecto estético final o formato de uma gaiola, na figura 3.3 é apresentado o arranjo básico da armadura.

Figura 3.3: Modelo de armadura de cisalhamento pré-fabricado.



Fonte: próprio autor.

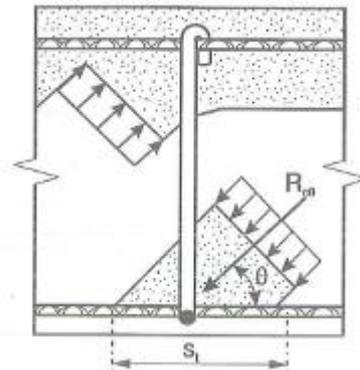
O protótipo resistente ao esforço cortante é de natureza vertical, contido no plano da seção transversal. Com essa disposição existirá uma envoltória contra a fissuração, ou seja, uma proteção contra a fissuração. No banzo comprimido, essa envoltória é dada pelas tensões longitudinais de flexão e no banzo tracionado, a armadura longitudinal de flexão atua como armadura contra a fissuração.

Fusco (2008), afirma que o funcionamento da armadura de cisalhamento na formação da treliça resistente ao esforço cortante, é representado de forma global na armadura. Nos cruzamentos da armadura de cisalhamento com a armadura longitudinal de tração, formam-se os nós do banzo tracionado da treliça, onde teoricamente se apoiam nas

diagonais comprimidas de concreto que aplicam as forças $R_{c\theta}$ (mostrado na figura 3.4). As diagonais comprimidas apoiam-se efetivamente ao longo das barras longitudinais de tração.

Para Fusco (2008, p. 109), existe uma necessidade do estribo ter um ramo horizontal do lado do banzo tracionado da peça, a fim de evitar a fissuração longitudinal da zona tracionada por flexão, que pode ocorrer em virtude da inclinação transversal das bielas diagonais.

Figura 3.4: Funcionamento de estribos.



Fonte: Fusco (2008)

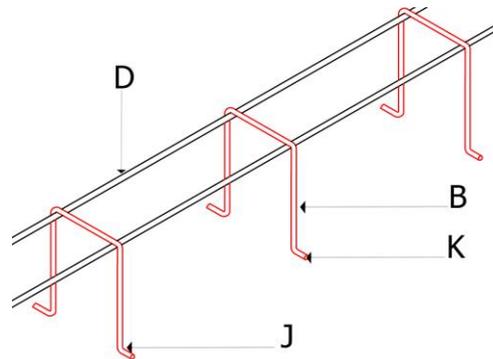
Na armadura transversal pré-fabricada o ramo tracionado se ancora abaixo da armadura longitudinal de tração, constituindo um apoio para a armadura, o contato metálico para este caso é essencial, formam-se assim os nós do banzo tracionado da treliça, onde teoricamente se apoiam as bielas diagonais de concreto.

No banzo comprimido, a armadura transversal se ancora no concreto, auxiliado pela armadura longitudinal porta estribos. As armaduras do tipo porta-estribo têm por finalidade garantir a segurança contra a fissuração do concreto.

3.2 BANZO TRACIONADO ABERTO

Para o caso apresentado, a armadura de cisalhamento será aberta na região de tração, a ligação da biela diagonal de concreto ao nó do banzo tracionado da treliça se dará parcialmente pelos ganchos dobrados em ângulo reto apoiando nos cruzamentos as barras longitudinais de tração e parcialmente por aderência do concreto ao trecho terminal, a figura 3.5 representa o detalhe da dobra em ângulo reto e o trecho terminal.

Figura 3.5: Armadura de cisalhamento pré-fabricada.

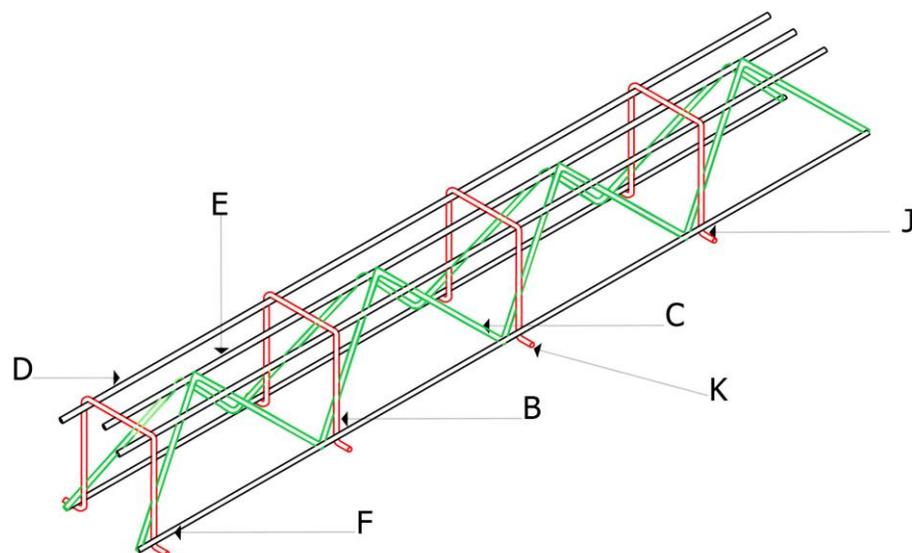


Fonte: próprio autor

Segundo Fusco (2013), os estribos abertos são tão eficientes quanto os estribos fechados, porém observa-se que os esforços secundários na estrutura tornam recomendável a colocação de armadura suplementar de fechamento, mesmo do lado comprimido da peça.

Para o caso, é importante observar que por razões construtivas intrínsecas ao objeto de estudo, o lado fechado da armadura transversal proposta será disposta na região comprimida, e seus ramos são dispostos internamente à armadura treliçada, sendo necessário apenas a sobreposição da peça sobre a armadura treliçada e posteriormente amarrada com arame recozido, conforme a figura 3.6.

Figura 3.6: Armadura de cisalhamento sobreposta à treliça.

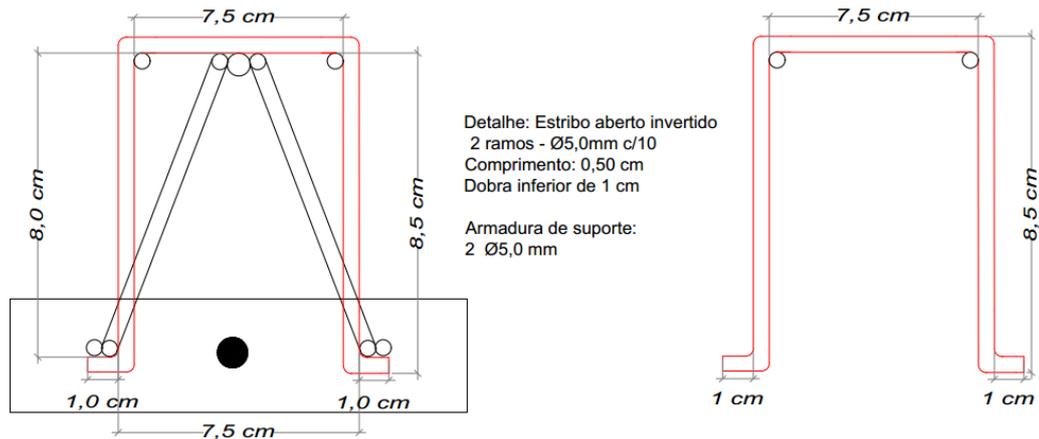


Fonte: próprio autor

3.3 PROTÓTIPO

As características do protótipo da armadura transversal pré-fabricada emergirão da descrição que segue, de acordo com o modelo proposto. Seguem suas características conforme descrição na figura 3.7.

Figura 3.7: Desenhos dos ramos da armadura de cisalhamento.

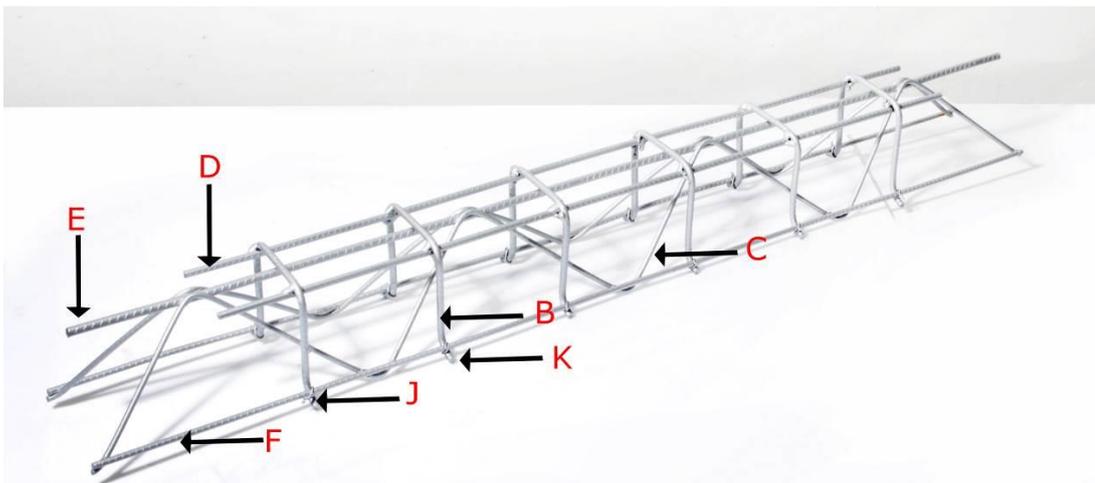


Fonte: próprio autor.

A figura 3.8 mostra uma vista isométrica do protótipo da armadura à força cortante pré-fabricada devidamente sobreposta à treliça.

As letras alfabéticas são as referências utilizadas para caracterizar cada item do modelo e referem-se a figura 3.8, na qual seus significados estão contidos na seção 3.1.

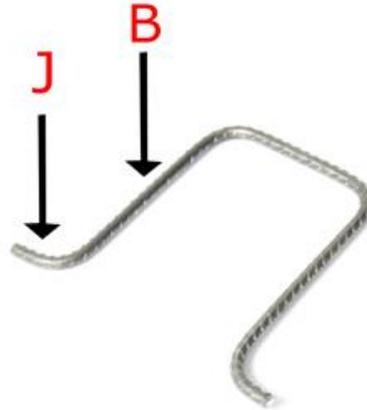
Figura 3.8: Armadura de cisalhamento sobreposta à treliça.



Fonte: próprio autor.

O estribo é uma peça formada por aço dobrado CA 50, da ordem de \varnothing 5 mm, na figura 3.9 é apresentado o modelo. O corte e dobra dos ramos foi produzido pela AF FORTALEZA FERRO E AÇO com sede na cidade de São José do Rio Preto/SP.

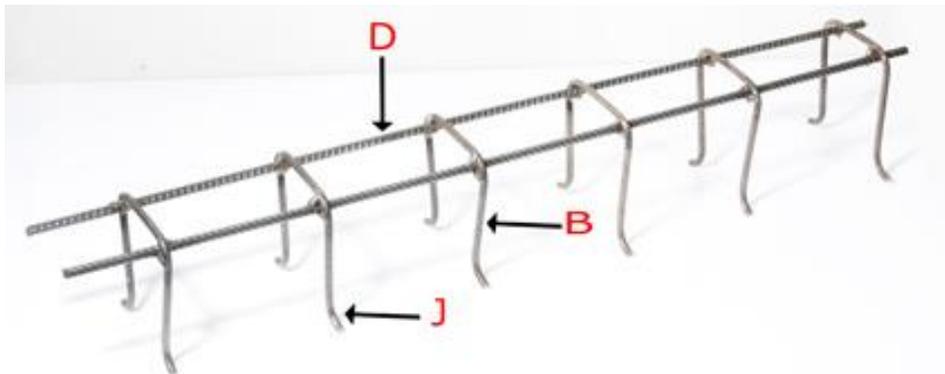
Figura 3.9: Protótipo dos ramos.



Fonte: próprio autor.

Os ramos foram soldados pelo processo MIG/MAG nas armaduras longitudinais de suporte, composta por duas barras de \varnothing 6,3 mm. Na figura 3.10 é apresentado o arranjo básico da armadura.

Figura 3.10: Protótipo de armadura de cisalhamento pré-fabricado.



Fonte: próprio autor.

Por fim, a armadura foi disposta internamente à armação treliçada, sendo necessária apenas a sobreposição da peça e posteriormente foi amarrada com arame recozido nas dobras em ângulo reto, figura 3.11, para fixação das distintas peças, desta forma findando o processo de armação à força cortante.

Figura 3.11: Detalhe da amarração.



Fonte: próprio autor.

3.4 CONCRETAGEM DO PROTÓTIPO

3.4.1 MATERIAIS

3.4.1.1 Equipamentos utilizados.

Perfil U simples em aço dobrado 150 mm x 50 mm utilizado como forma para a concretagem da vigota, ripa de madeira 30 mm x 30 mm, trena, colher de pedreiro e óleo queimado utilizado como desmoldante.

3.4.1.2 Aço

A armadura utilizada na vigota, foi a armação treliçada TR 8645, Belgo 60 (CA60) soldada por eletrofusão, composto por duas treliças planas inclinadas. A TR8645 é composta de uma barra de Ø 6,3 mm, duas barras Ø 4,2 mm e duas barras de Ø 5 mm. Concomitante à armação treliçada foi sobreposta a armadura proposta na seção 3.3, figura 3.10 deste trabalho.

3.4.1.3 Concreto

Para produzir o concreto, foram utilizados os materiais conforme a figura 3.12, (1) agregado graúdo com diâmetros de 12,5 mm a 19 mm, (2) cimento Votoran CP II F 40, (3) areia média.

Figura 3.12: Materiais para produção do concreto.



Fonte: próprio autor.

Para a concretagem do protótipo foi utilizado o traço indicado por Thomaz (2015, p. 34), traço 1: 2,17: 2,94 em peso. A relação água/cimento foi de 0,61. Na tabela 3.1 segue o consumo do material que foi utilizado para um saco de cimento, e na tabela 3.2 a respectiva conferência do traço em peso.

Tabela 3.1: Consumo por saco de cimento.

Materiais	Peso específico	Total
Saco de cimento = 36 litros	$\gamma = 1,42 \text{ kg/l}$	51,12 kg
Areia média = 72 litros	$\gamma = 1,54 \text{ kg/l}$	110,88 kg
Agregado graúdo = 108 litros	$\gamma = 1,39 \text{ kg/l}$	150,12 kg
Água = 31, 2 litros	$\gamma = 1 \text{ kg/l}$	31,2 kg

Tabela 3.2: Conferência do traço em peso.

Cimento: $51,12 \text{ kg} / 51,12 \text{ kg} = 1$
Areia: $110,88 \text{ kg} / 51,12 \text{ kg} = 2,17$
Agregado graúdo: $150,12 / 51,12 \text{ kg} = 2,94$

Como se trata de um protótipo para fins de exposição, não houve controle tecnológico do concreto no momento da concretagem.

3.4.1.4 Concretagem

Os procedimentos principais da concretagem estão descritos na figura 3.13.

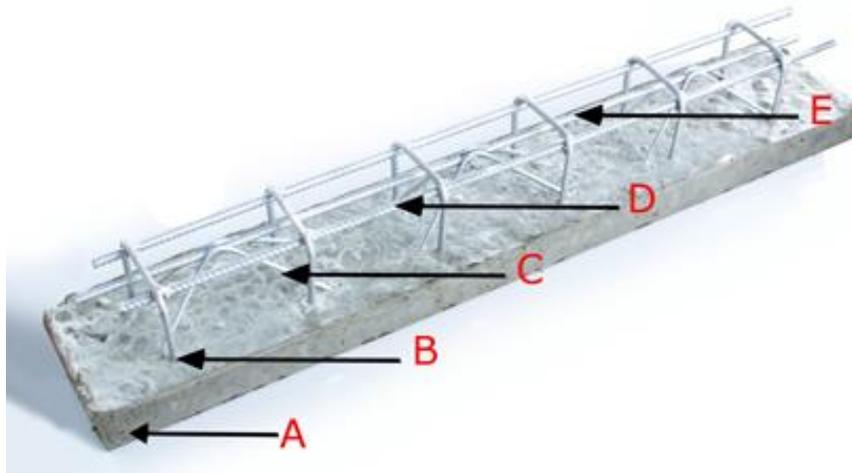
Figura 3.13: (1) Medição do espaçamento necessário; (2) Detalhe do espaçamento; (3) concretagem; (4) vigota treliçada concretada, armada com estribo pré-fabricado.



Fonte: próprio autor.

Por fim, a figura 3.14 mostra uma vista isométrica da vigota pré-fabricada treliçada devidamente concretada com a sobreposição do estribo pré-fabricado. As dimensões finais da vigota de concreto são: 12 X 67 X 3,5 cm.

Figura 3.14: Vigota treliçada concretada armada com estribo pré-fabricado.



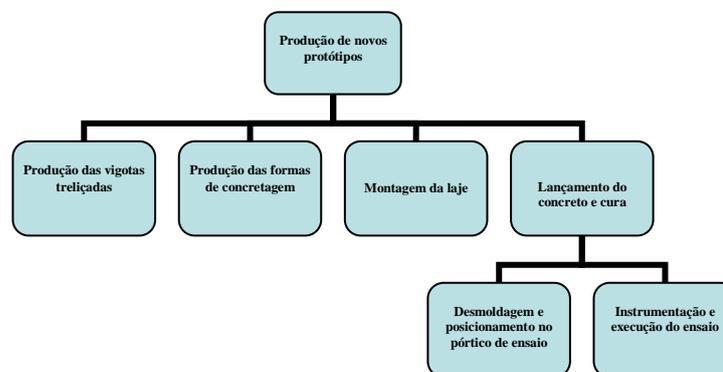
Fonte: próprio autor.

3.5 EXPERIMENTO COM FAIXAS DE LAJE

Para verificar experimentalmente o comportamento mecânico e a eficiência do arranjo de armadura transversal, foi realizado um programa experimental que consistiu no ensaio à força cortante de 5 (cinco) faixas de laje até a ruptura, além de ensaio à flexão de 4 (quatro) faixas de laje. As faixas de laje foram formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada, armadura de cisalhamento convencional e o modelo proposto, elementos de enchimento em EPS e concreto moldado no local.

3.6 ETAPAS DO O ENSAIO

Figura 3.15: Fluxograma de etapas do ensaio.



Fonte: próprio autor.

3.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE A MONTAGEM DOS MODELOS.

O processo de corte e dobra dos estribos abertos na região de tração juntamente com a dobra em ângulo reto mostrou-se deficiente com relação a produção na fábrica, pois por ser um elemento construtivo com características de protótipo, não havia um padrão de corte na máquina de fazer estribos, desta forma, os estribos foram cortados manualmente.

O processo de solda dos estribos na armadura porta estribos, também se mostrou deficiente, por não haver um procedimento padrão para sua execução.

E finalmente, com relação ao processo para se armar o arranjo de armadura transversal, o processo foi feito de forma manual e mostrou-se de fácil maneabilidade sendo facilmente encaixado nas barras longitudinais de tração.

4. AVALIAÇÃO DOS MODELOS DE RESISTÊNCIA DE CÁLCULO, RELATIVA A LAJES SEM ARMADURA TRANSVERSAL

Uma avaliação precisa da resistência ao esforço cortante em lajes com vigotas treliçadas é um detalhe de grande importância para a análise do comportamento mecânico do arranjo proposto, visto que os modelos de cálculo para força cortante, relativo a dispensa de armadura transversal apresentados neste trabalho, trazem em suas equações fatores que influenciam na flexo-cortante, tais como: resistência à tração do concreto, taxa de armadura longitudinal, fator de escala e o tipo e tamanho do agregado utilizado.

Da mesma forma, as equações para força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, que adotam no dimensionamento equações aditivas, isto é, a resistência ao esforço cortante seria a soma de dois mecanismos complementares de treliça, ou seja, a parcela cujo concreto absorve e a parcela cujo aço absorve.

A avaliação dos modelos foi desenvolvida visando que esgotar as possibilidades de projeto de se melhorar a resistência de cálculo, relativa a elementos sem armadura transversal antes de se fazer uso de armadura resistente à força cortante, torna-se um procedimento de projeto antieconômico.

4.1 RESULTADOS DA AVALIAÇÃO

Foram avaliados 7 (sete) modelos de faixas de laje de vigotas treliçadas, com vão efetivo de 2,14 m, largura de 0,48 m, com carregamento (g_2) e (q) constantes. Com valor de $g_2 = 7,65kN$ e $q = 0,72kN$. O Valor de g_1 , refere-se ao peso próprio da faixa de laje e é variável conforme sua respectiva altura total.

As faixas de laje foram nomeadas conforme sua respectiva altura total, sendo elas H10, H12, H16, H20, H24, H30 e H35. As variáveis de interesse foram peso próprio, taxa de armadura longitudinal, altura útil, resistência característica à compressão do concreto e o vão de cisalhamento, (distância entre o ponto de aplicação da força e o apoio no modelo).

Os modelos de cálculo para força cortante, relativo a dispensa de armadura transversal utilizados na avaliação foram, ABNT NBR 6118 (2014), ACI-318 (2014) a 45°, CSA A23.3 (2004) a 42°, EFHE (2004) a 45°, Zsutty (1968) com vão de cisalhamento de 2,5h e 3,5h. (distância entre o ponto de aplicação da força e o apoio no modelo). Na tabela 4.1 segue um resumo das equações utilizadas.

Tabela 4.1: Resumo das equações para força cortante, relativo a elementos sem armadura transversal.

ABNT NBR 6118 (2014)	$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$
ACI 318 (2014)	$V_c = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$
CSA A23.3 (2014)	$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$
EFHE (2004)	$V_{cu} = \left[0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$
Zsutty (1968)	$V_c = \left(\frac{2,5}{a/d} \right) \cdot 2,3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_{ck} \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}}$

Na tabela 4.2 são mostrados os resultados de cálculo para cada modelo utilizado.

Tabela 4.2: Limites da resistência de cálculo com f_{ck} 25 MPa.

Resultados dos limites da resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, com relação a dispensa da armadura de cisalhamento. Valores em (kN) e f_{ck} 25 MPa						
	NBR - 6118 (2014)	ACI 318 - 45° (2014)	CSA A23 - 42° (2004)	EFHE - 45° (2004)	ZSUTTY - a=2,5h (1968)	ZSUTTY - a=3,5h (1968)
H35	14,364 > 13,83 Vsd > Vrd1	14,364 < 24,871 Vu < ϕVc	14,364 < 19 Vf < Vc	14,364 > 8,1 Vrd > Vcu	14,364 < 15,5 Vd < Vc	14,364 > 9,9 Vd > Vc
H30	14,19 > 12,32 Vsd > Vrd1	14,19 < 21,13 Vu < ϕVc	14,19 < 16,4 Vf < Vc	14,19 > 8 Vrd > Vcu	14,19 < 14,4 Vd < Vc	14,19 > 9,2 Vd > Vc
H24	13,86 > 10,69 Vsd > Vrd1	13,86 < 16,643 Vu < ϕVc	13,86 > 13,1 Vf > Vc	13,86 > 7,65 Vrd > Vcu	13,86 > 12,6 Vd > Vc	13,86 > 8,1 Vd > Vc
H20	13,74 > 9,55 Vsd > Vrd1	13,74 > 13,651 Vu > ϕVc	13,74 > 10,67 Vf > Vc	13,74 > 7,53 Vrd > Vcu	13,74 > 11,9 Vd > Vc	13,74 > 7,6 Vd > Vc
H16	13,622 > 8,63 Vsd > Vrd1	13,622 > 10,659 Vu > ϕVc	13,622 > 8,4 Vf > Vc	13,622 > 7,4 Vrd > Vcu	13,622 > 10,6 Vd > Vc	13,622 > 6,8 Vd > Vc
H12	13,5 > 7,42 Vsd > Vrd1	13,5 > 7,48 Vu > ϕVc	13,5 > 5,9 Vf > Vc	13,5 > 6,92 Vrd > Vcu	13,5 > 8,18 Vd > Vc	13,5 > 5,2 Vd > Vc
H10	13,44 > 8,08 Vsd > Vrd1	13,44 > 6,16 Vu > ϕVc	13,44 > 4,89 Vf > Vc	13,44 > 7,09 Vrd > Vcu	13,44 > 8,1 Vd > Vc	13,44 > 5,8 Vd > Vc

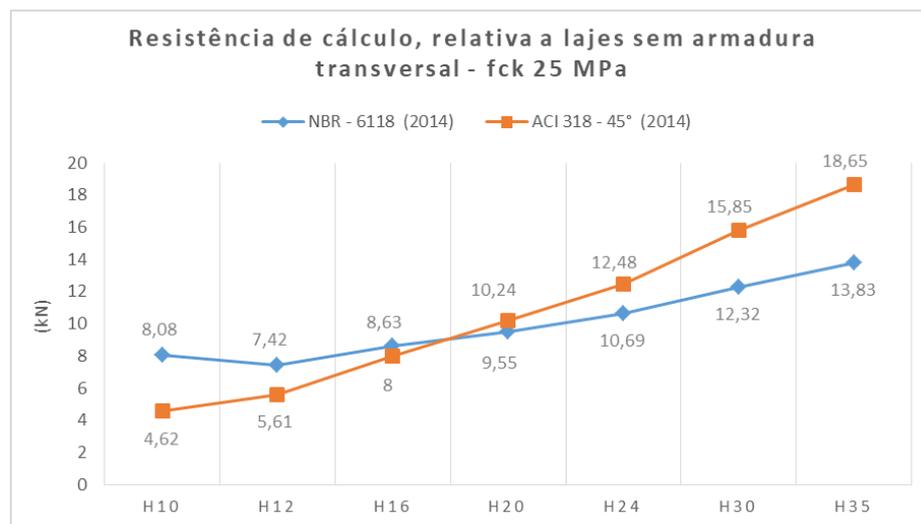
Os resultados da tabela 4.2, apontam diferenças significativas entre o modelo de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), quando comparado com o ACI 318 (2014) e o CSA A23.3 (2004).

O modelo do ACI 318 (2014), CSA A23.3 (2004) e Zsutty (1968) com $a=2,5h$ dispensaram o uso da armadura transversal somente quando da utilização de H30.

Os modelos da ABNT NBR 6118 (2014), EFHE (2004) e Zsutty (1968) com $a=3,5h$, não dispensaram o uso da armadura transversal em nenhuma altura calculada.

A variação percentual entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de ϕV_c do ACI 318 (2014) é de 28,65% para H30. (altura onde houve dispensa do uso da armadura transversal por parte da norma americana), conforme a figura 4.1

Figura 4.1: Limites da resistência de cálculo.

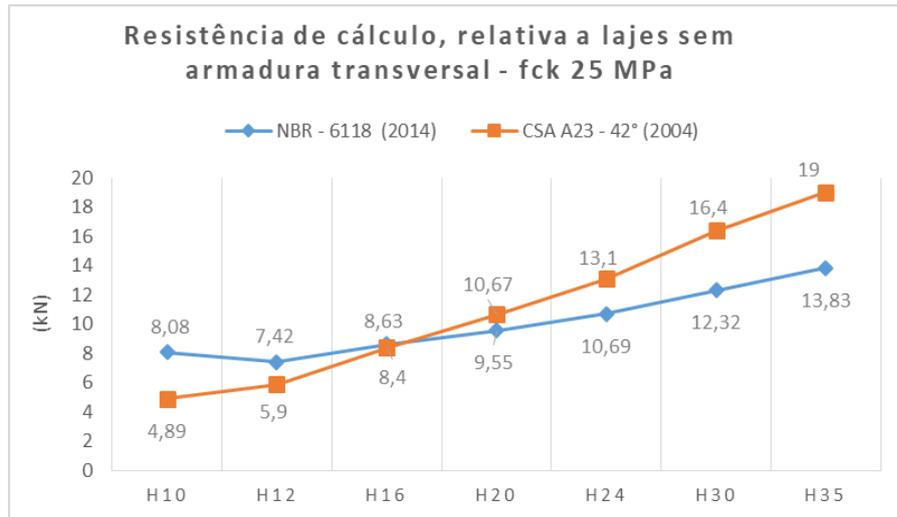


Fonte: próprio autor

A variação percentual de 75% entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de ϕV_c do ACI 318 (2014) para H10, conforme a figura 4.1, se deve ao fato do modelo de cálculo da ABNT 6118 (2014) leva em conta o fator da taxa de armadura longitudinal em sua formulação.

A variação percentual entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de V_c do CSA A23.3 (2004) é de 33,11% para H30 (altura onde houve dispensa do uso da armadura transversal por parte da norma canadense), conforme a figura 4.2.

Figura 4.2: Limites da resistência de cálculo.

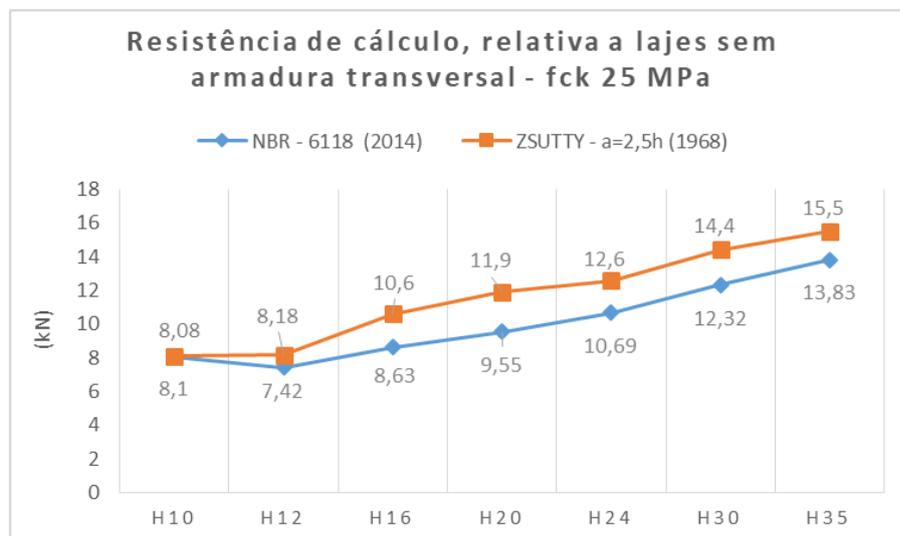


Fonte: próprio autor.

A variação percentual de 65% entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de V_c do CSA A23 (2004) para H10, visto na figura 4.2, se deve ao modelo de cálculo da ABNT 6118 (2014) levar em conta o fator da taxa de armadura longitudinal em sua formulação.

A variação percentual entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de V_c de Zsutty (1968) com $a=2,5h$ é de 16,88% para H30. (altura onde houve dispensa do uso da armadura transversal por parte de Zsutty), segundo a figura 4.3.

Figura 4.3: Limites da resistência de cálculo.

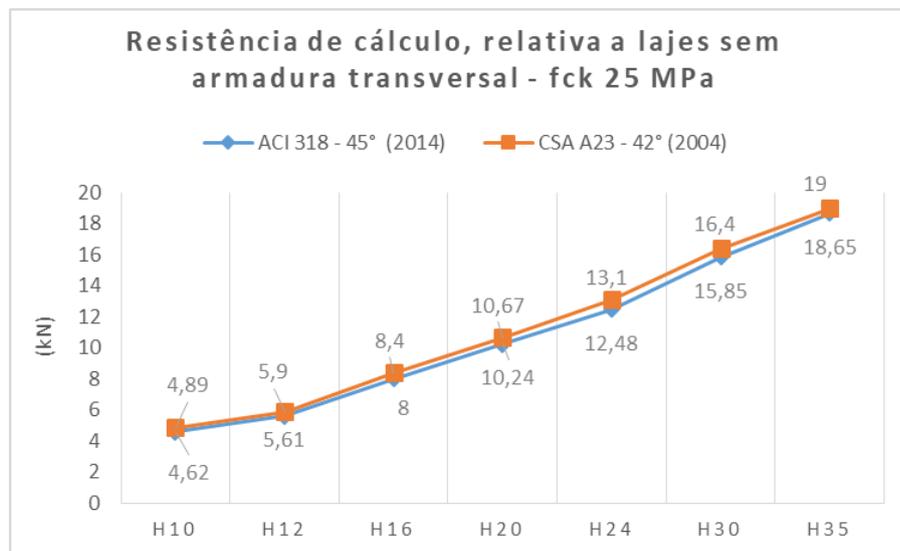


Fonte: próprio autor.

Não há discrepância na variação percentual entre o valor de V_{rd1} da ABNT NBR (6118) e o valor de V_c de Zsutty (1968) $a=2,5h$ para H10, pois Zsutty (1968) também leva em conta em sua formulação o fator da taxa de armadura longitudinal.

Também é observado que os valores do CSA A23.3 (2004) têm valores extremamente similares aos do ACI 318 (2014), como pode ser verificado na figura 4.4.

Figura 4.4: Limites da resistência de cálculo.



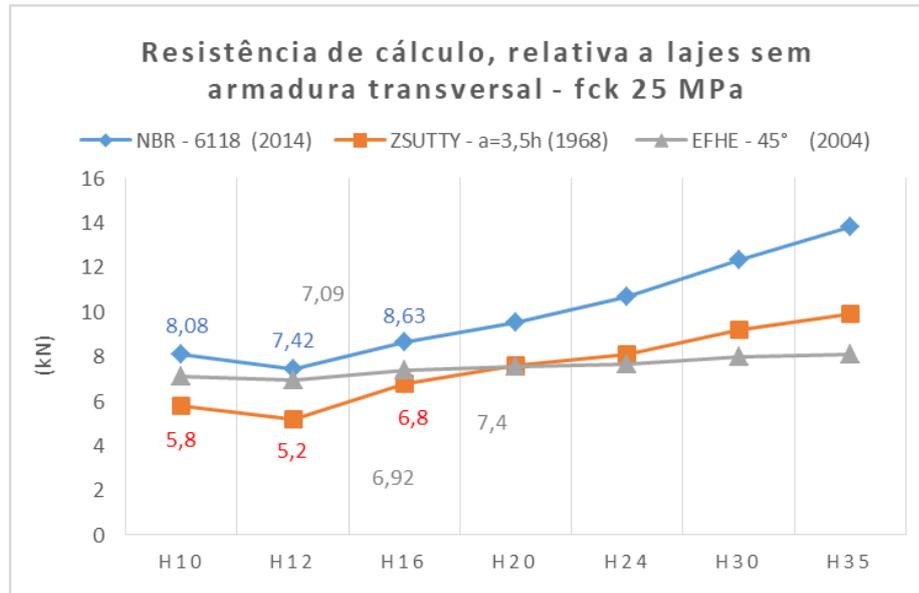
Fonte: próprio autor.

Este caso se deve ao fato do CSA A23.3 (2004) possuir em sua formulação um fator de redução da força cortante de $\phi_c = 0,65$, que é muito similar ao do ACI 318 (2014).

O ACI 318 (2014), em sua tabela 21.2.1, tem como referência um fator de redução da força cortante de $\phi = 0,75$, mas sua aplicação é feita depois de calculado o valor de V_c . Também é um fato de que, em ambas as formulações o fator taxa de armadura longitudinal é ausente.

Por último, foi observado um decaimento significativo dos valores de limite de resistência nos modelos da ABNT NBR 6118 (2014), EFHE (2004) e Zsutty (1968) $a=3,5h$, de H10 para H12, conforme figura 4.5.

Figura 4.5: Limites da resistência de cálculo.



Fonte: próprio autor.

A variação percentual do decaimento dos valores de limite de resistência entre as lajes H10 e H12 foi de 9% para o modelo da ABNT NBR 6118 (2014), 12% para Zsutty $a=3,5h$ (1968) e 2% para o EFHE (2004), conforme a figura 4.5.

Fica claro que o motivo do decaimento é a menor taxa de armadura longitudinal em H12. A laje H10 possui uma taxa de armadura longitudinal de 3,3% em detrimento de 1,825% para H12, (é uma variação percentual de 80%). Dos modelos analisados, apenas estes 3 (três) modelos de cálculo da figura 4.5 utilizam o fator taxa de armadura longitudinal em suas equações.

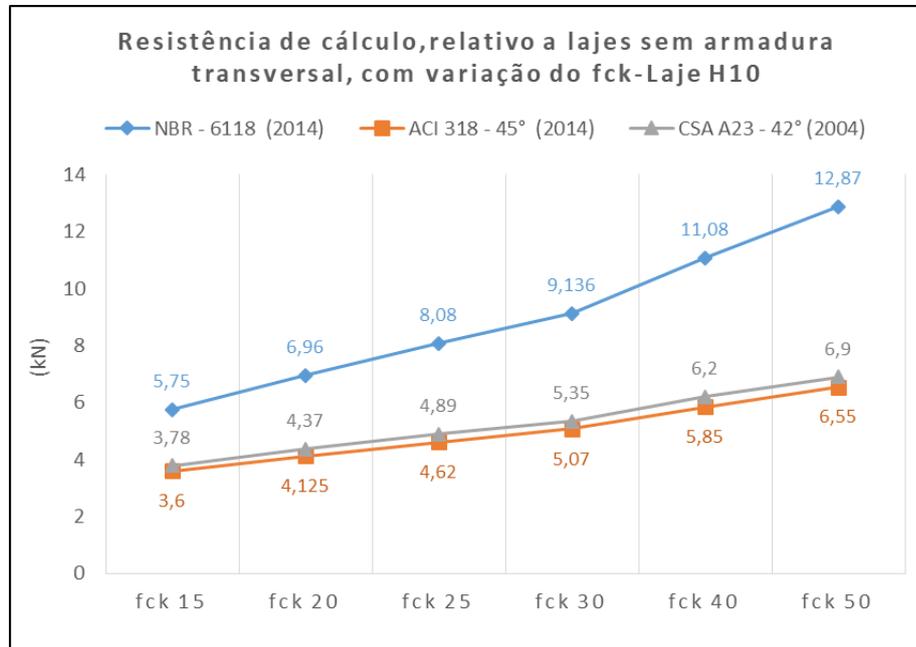
4.2 VARIAÇÃO DO f_{ck}

De posse dos resultados encontrados na avaliação dos modelos de cálculo com f_{ck} 25 MPa, foram feitas novas avaliações para verificar a porcentagem de ganho de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} .

Foram utilizados valores de f_{ck} 15, 20, 25 30, 40 e 50 MPa para os modelos de cálculo que apontaram diferenças significativas quando comparadas com o modelo da ABNT NBR 6118 (2014). Para esta nova avaliação foi excluído o modelo de Zsutty (1968) com $a=2,5h$ por não ser um modelo normativo. Os respectivos resultados são descritos a seguir.

Na figura 4.6 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H10.

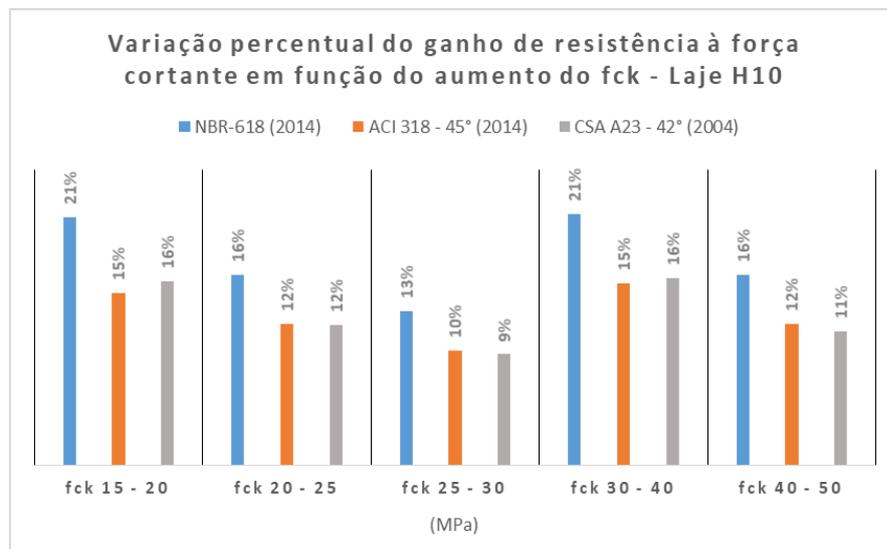
Figura 4.6: Limites da resistência de cálculo - Laje H10.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.7, os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} não foram significativos. Em média o aumento de 5 MPa na resistência à compressão do concreto gerou um ganho de 10 a 15% na resistência à força cortante para os modelos analisados.

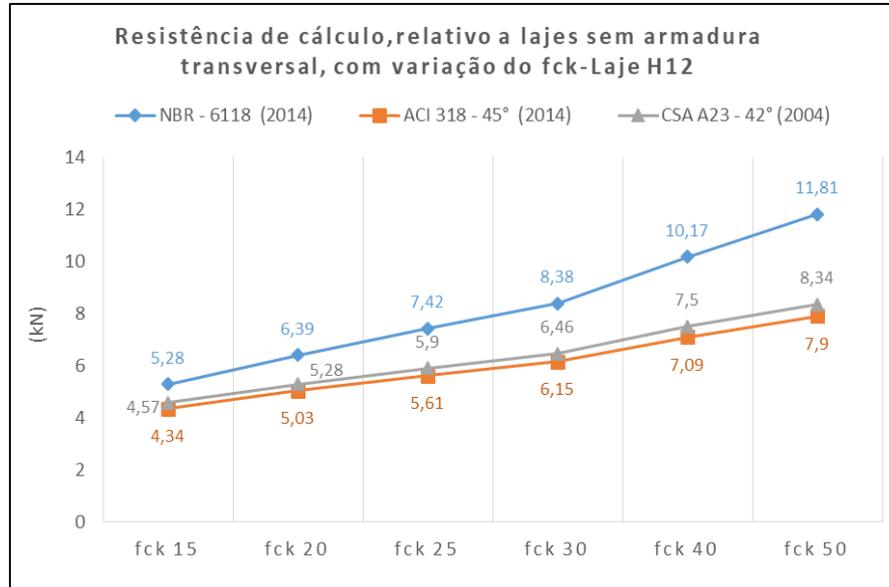
Figura 4.7: Variação percentual - H10.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.8 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H12.

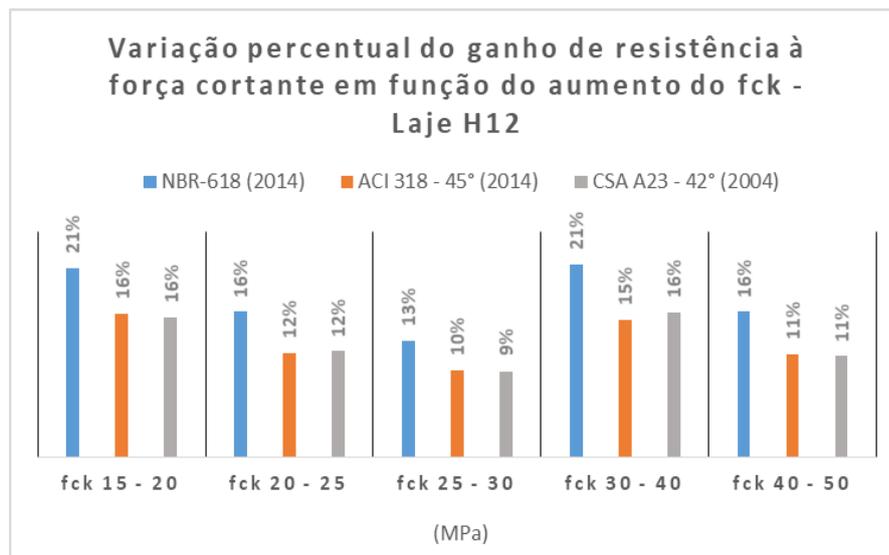
Figura 4.8: Limites da resistência de cálculo - Laje H12.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.9 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H12, foram extremamente similares aos ganhos percentuais para H10 mostrados na figura 4.7.

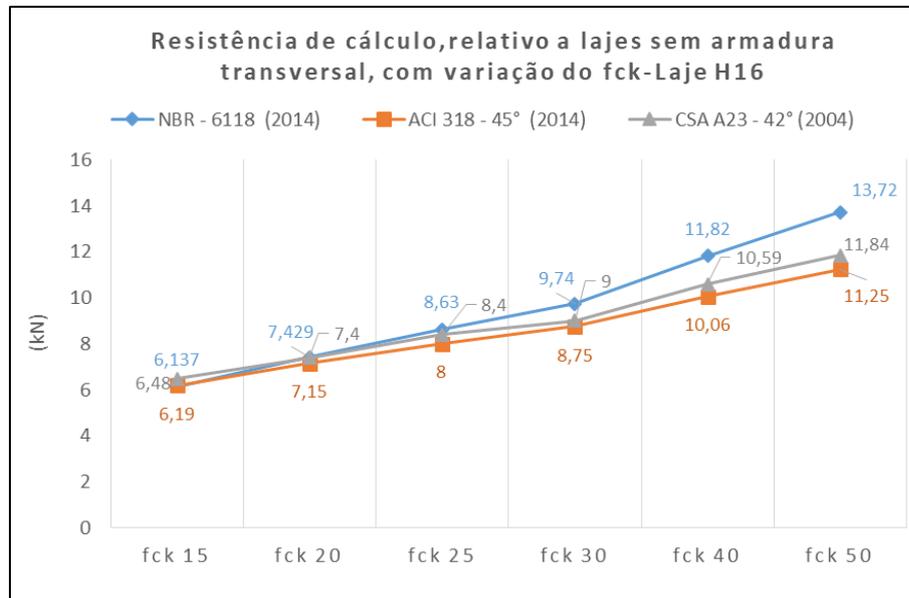
Figura 4.9: Variação percentual - H12.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.10 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H16.

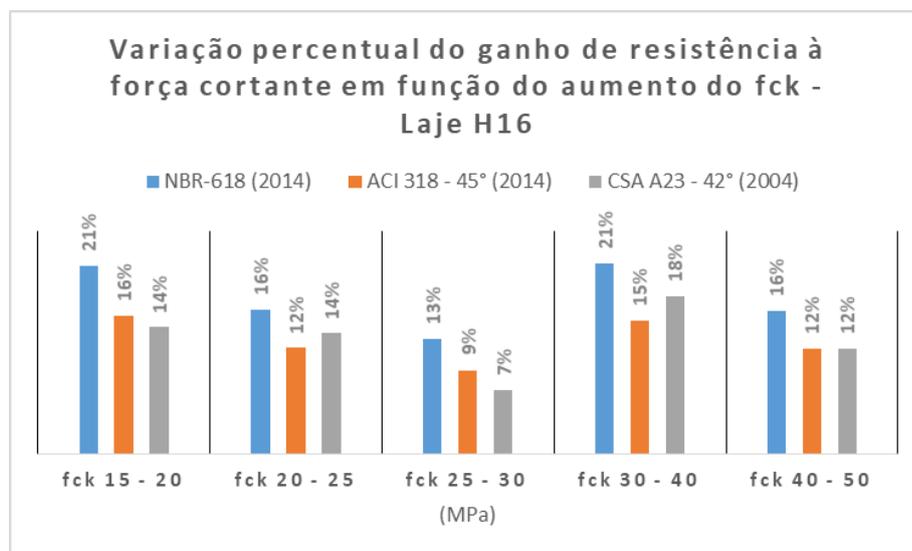
Figura 4.10: Limites da resistência de cálculo - Laje H16.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.11 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H16, seguem os mesmos padrões de similaridade com relação aos ganhos percentuais para H12 mostrados na figura 4.9.

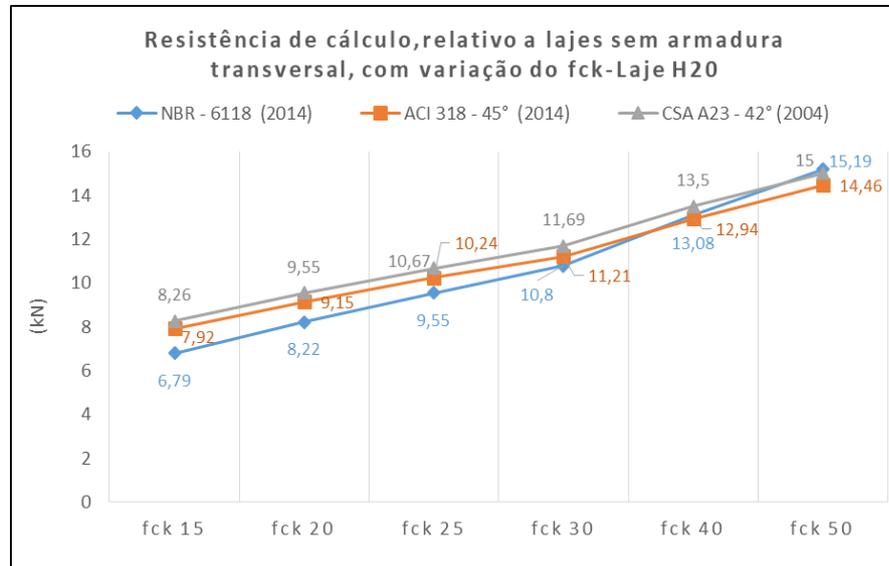
Figura 4.11: Variação percentual - H16.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.12 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H20.

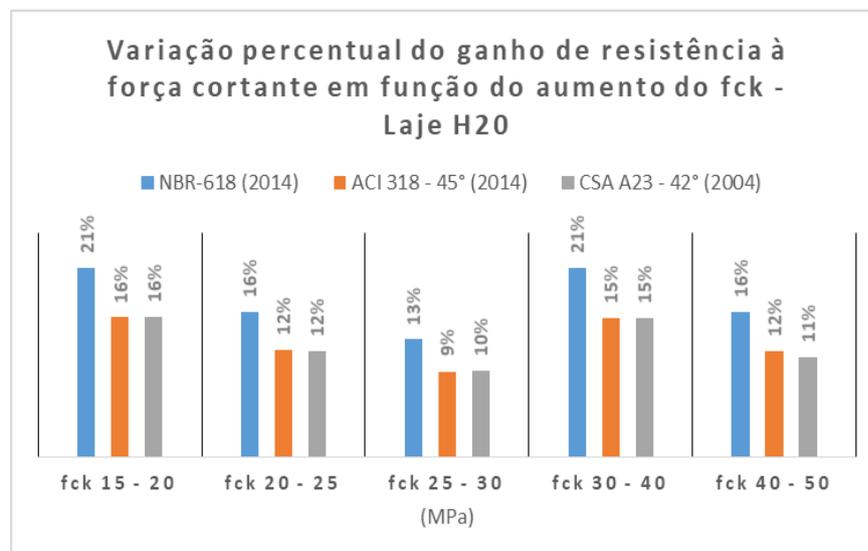
Figura 4.12: Limites da resistência de cálculo - Laje H20.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.13 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H20, foram extremamente similares aos ganhos percentuais para H16 mostrados na figura 4.11.

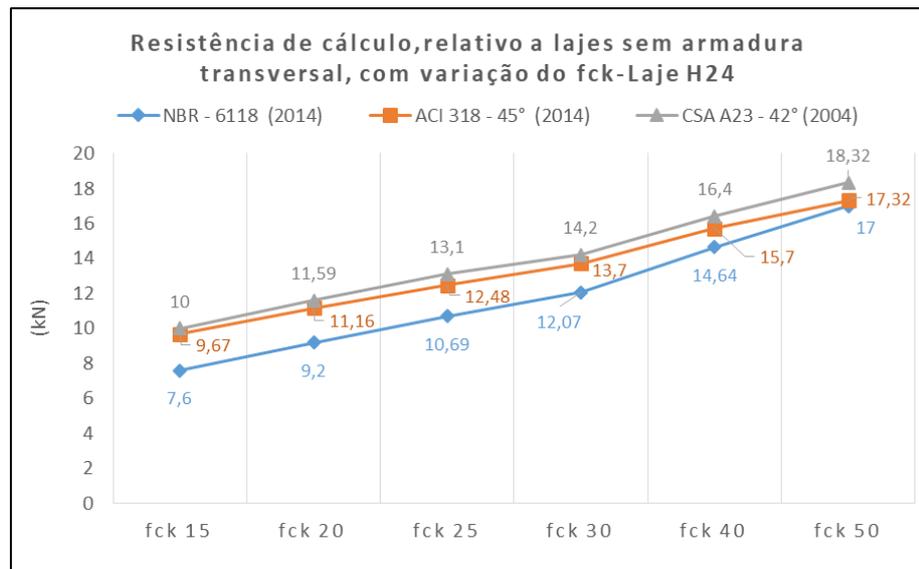
Figura 4.13: Variação percentual - H20.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.14 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H24.

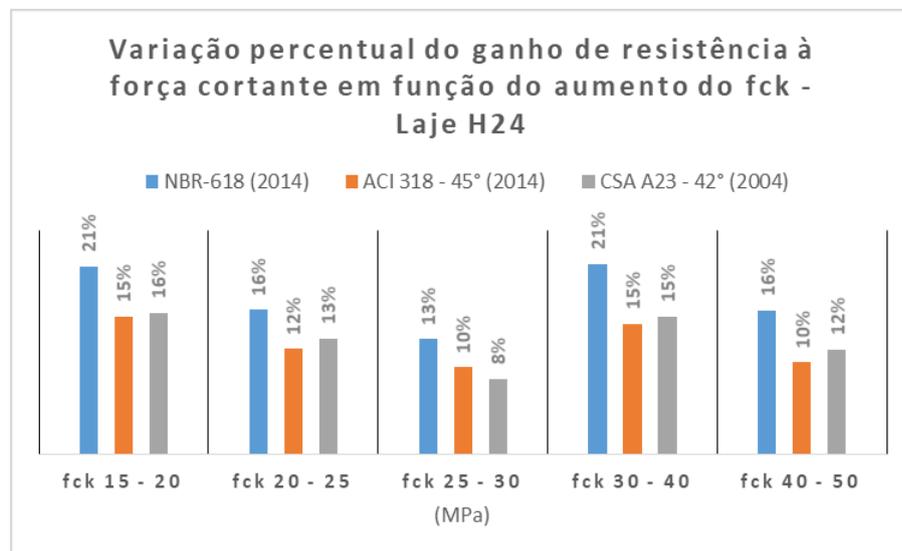
Figura 4.14: Limites da resistência de cálculo - Laje H24.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.15 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H24, acompanham os mesmo padrões de similaridade aos ganhos percentuais para H20 mostrados na figura 4.13.

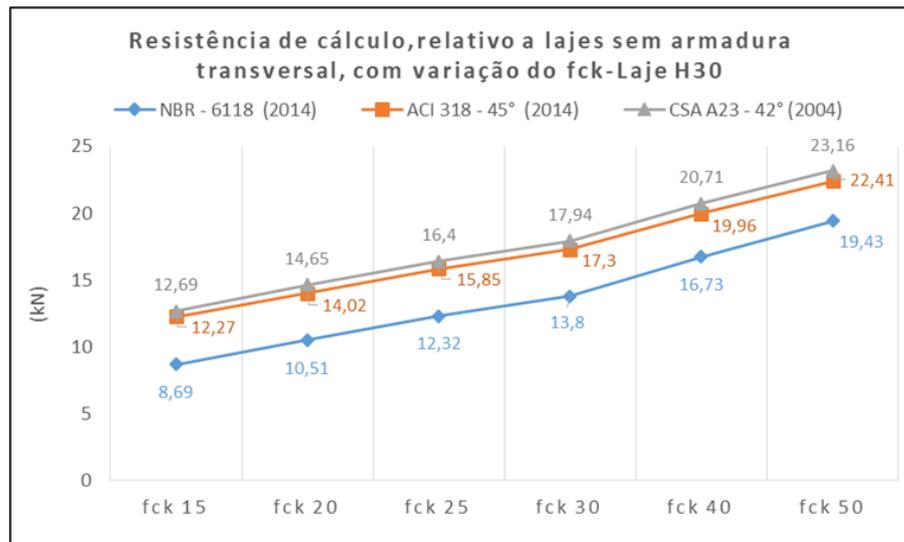
Figura 4.15: Variação percentual - Laje H24.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.16 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H30.

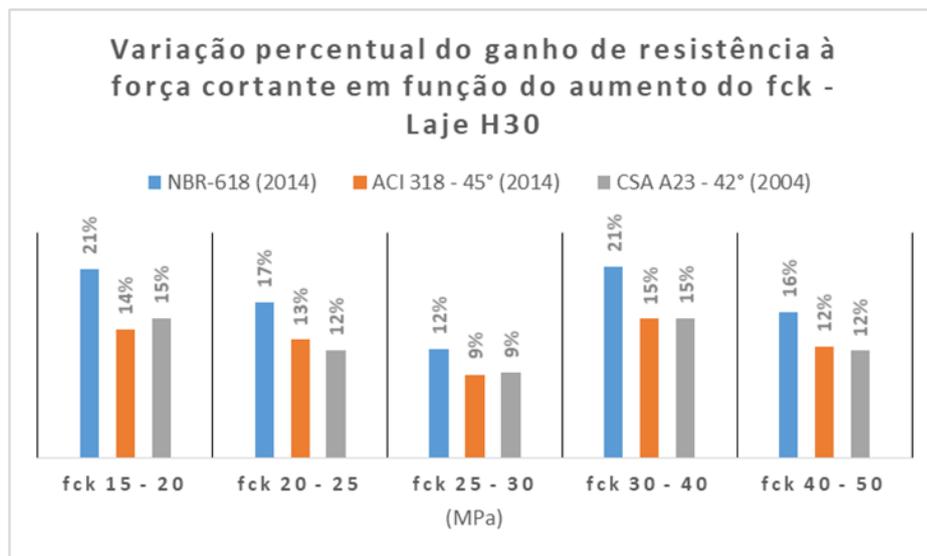
Figura 4.16: Limites da resistência de cálculo - Laje H30.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.17 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H30, foram extremamente similares aos ganhos percentuais para H24 mostrados na figura 4.15.

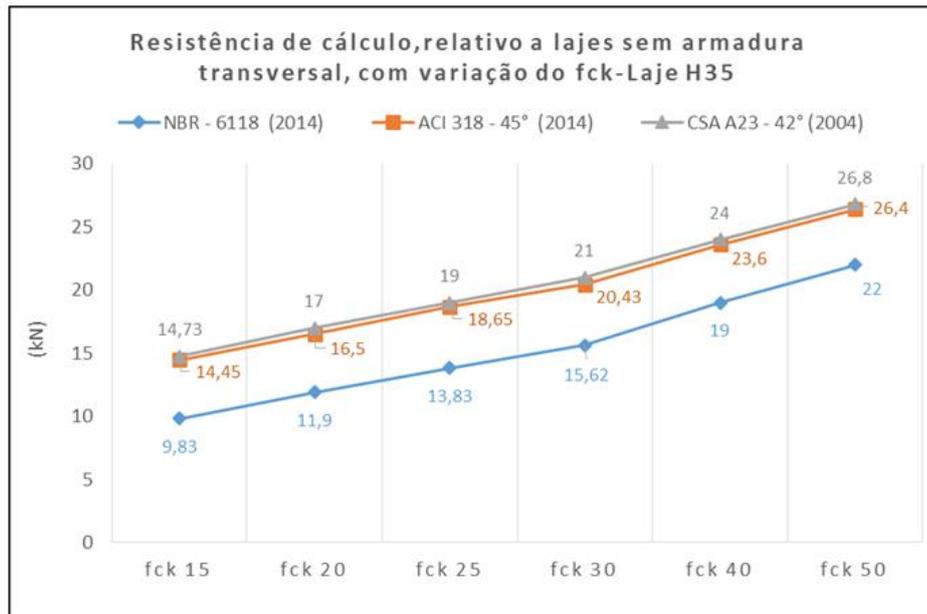
Figura 4.17: Variação percentual - Laje H30.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.18 é possível verificar a progressão dos valores de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} para a laje H35.

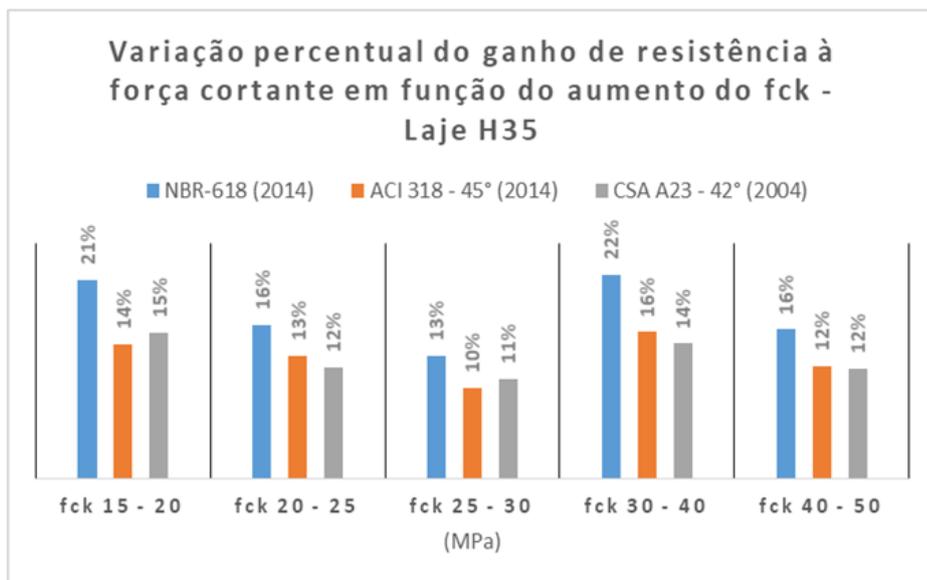
Figura 4.18: Limites da resistência de cálculo - Laje H35.



Fonte: próprio autor.

Na figura 4.19 os ganhos percentuais dos modelos de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e CSA A23.3 (2004) em função do aumento do f_{ck} para H35, foram extremamente similares aos ganhos percentuais para H30 mostrados na figura 4.17.

Figura 4.19: Variação percentual - H35.



Fonte: próprio autor.

Por fim, através dos resultados da variação percentual do ganho de resistência à força cortante em função do aumento do f_{ck} , analisado com os modelos de cálculo à força cortante da ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014), CSA A23.3 (2004), é possível afirmar que os valores de limite de resistência de cálculo quando utilizados f_{ck} com valores menores e maiores mantêm um comportamento linear com relação ao comportamento dos modelos de cálculo com $f_{ck} = 25$ MPa.

O ganho percentual em média da mudança para um f_{ck} superior, (na ordem de 5 MPa), é em torno de 10% a 15%, para qualquer um dos modelos analisados. Desta maneira a conclusão é de que, a mudança para um f_{ck} superior, (na ordem de 5 MPa), não gera um ganho abrupto de resistência à força cortante, bem como a mudança para um f_{ck} inferior, na mesma ordem de grandeza, não gera uma perda abrupta de resistência à força cortante. Isso corrobora, portanto, com a afirmação de que a utilização de uma armadura transversal em lajes com vigotas treliçadas em uma determinada faixa do vão efetivo, pode ser um meio mais eficaz para se obter ganhos significativos de resistência à força cortante.

4.3 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL

De posse dos resultados encontrados, por motivo de comparação e para corroborar com a necessidade do estudo da eficiência do arranjo de armadura transversal proposta, foi feito um dimensionamento para força cortante, tratando a laje H12 com $f_{ck} = 20$ MPa como uma viga, conforme item 19.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014), para assim ser aplicado o cálculo para o uso da armadura transversal.

Os resultados de cálculo (V_{Rd3}), conforme apêndice A demonstram que o valor referente a armadura da sinusóide da treliça não seria suficiente como armadura resistente à força cortante, logo:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw_treliça} + V_{sw_estribos} \quad (2.4)$$

Desta maneira, optou-se por usar estribos de dois ramos com $0,39\text{cm}^2$, logo:

$$A_{sw_estribos} = \frac{0,5^2 \cdot \pi}{4} = 0,1963\text{cm}^2 \rightarrow A_{sw_estribos} = 2 \cdot 0,1963 = 0,39\text{cm}^2$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (2.5)$$

$$V_{sw_estribos} = \left(\frac{0,39 \cdot 10^{-4}}{0,1} \right) \cdot 0,9 \cdot 0,1 \cdot 250000 \cdot (\text{sen}90 + \text{cos}90) = 8,775kN$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw_treliça} + V_{sw_estribos}$$

$$V_{Rd3} = 5,3 + 4,38 + 8,775 = 18,455kN$$

$$V_{Rd3} = 18,455 > V_{sd} = 13,5kN \text{ Ok!}$$

De acordo com a equação: $V_{Rd3} = 18,455 > V_{sd} = 13,5kN$ e conforme o cálculo do anexo A, as vigotas treliçadas da laje H12 poderão ser detalhadas com uma armadura transversal de $0,39cm^2$ a cada 0,1 m com comprimento da faixa de estribos em relação ao eixo de apoio da laje de 0,42 m.

Portanto, sob estas condições de cálculo, a capacidade resistiva da vigota treliçada para suportar as solicitações de projeto à força cortante, pode ser proporcionada por estribos convencionais, com seus ramos de fechamento na zona de compressão e tração. Bem como, estas mesmas condições, podem proporcionar a situação de projeto ideal para a avaliação da armadura transversal proposta na seção 3.1.2.

4.4 AVALIAÇÃO DO MECANISMO COMPLEMENTAR DE TRELIÇA - PARCELA V_c

Para esta avaliação foram utilizados os mesmos 7 (sete) modelos de faixas de laje da seção 4.1. Vão efetivo de 2,14 m, largura de 0,48 m, com carregamento (g_2) e (q) constantes. Com valor de $g_2 = 7,65kN$ e $q = 0,72kN$. O Valor de g_1 , refere-se ao peso próprio da faixa de laje e é variável conforme sua respectiva altura total.

Os modelos de faixas de laje foram nomeados conforme sua respectiva altura total, sendo elas H10, H12, H16, H20, H24, H30 e H35. As variáveis de interesse foram: peso-próprio (g_1), taxa de armadura longitudinal, altura útil e o vão de cisalhamento.

Os modelos de cálculo de esforço cortante utilizados na avaliação da parcela V_c foram, ABNT NBR 6118 (2014), modelo de cálculo I a 45° , modelo II a 30° e 45° , ACI-318 (2014) a 45° , CSA A23.3 (2004) a 42° , EFHE (2004) a 45° , Zsutty (1968) com vão de cisalhamento de 2,5h e 3,5h. Na tabela 4.3 segue um resumo das equações utilizadas.

Tabela 4.3: Resumo das equações do mecanismo complementar de treliça V_c .

ABNT NBR 6118 (2014)	$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$
ACI 318 (2014)	$V_c = 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$
CSA A23.3 (2014)	$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$
EFHE (2004)	$V_{cu} = \left[0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$
Zsutty (1968)	$V_c = \left(\frac{2,5}{a/d} \right) \cdot 2,3 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt[3]{f_{ck} \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}}$

Ressalta-se que, para o cálculo da parcela V_c com o modelo do ACI-318 (2014), o seu respectivo valor não será mais multiplicado por 1,1 conforme prescreve a seção 8.8.1.5 do ACI 318-(2014), pois a parcela V_c não está mais condicionada como limite de dispensa de armadura transversal para vigotas treliçadas.

A seguir na tabela 4.4 os resultados de cálculo de cada modelo, com suas respectivas unidades são descritas.

Tabela 4.4: Resultados de cálculo da parcela V_c .

Resultados de cálculo da parcela V_c (kN) p/ fck (25 (MPa))							
Modelos	H10	H12	H16	H20	H24	H30	H35
NBR 6118 - I - 30°	5,08	6,154	8,8	11,23	13,69	17,38	20,46
NBR 6118 - II - 30°	4,1	5,15	8	10,8	13,65	18,01	21,72
NBR 6118 - II - 45°	4,5	5,5	8,25	10,9	13,66	17,8	21,39
ACI 318 - 45°	6,16	7,48	10,659	13,651	16,643	21,13	28,871
CSA A23.3 - 42°	4,89	5,9	8,4	10,67	13,1	16,4	19
EFHE - 45°	7,09	6,92	7,4	7,53	7,65	8	8,1
Zsutty - a=2,5h	8,1	8,18	10,6	11,9	12,6	14,4	15,5
Zsutty - a=3,5h	5,18	5,2	6,8	7,6	8,1	9,2	9,9

Fonte: próprio autor.

Os resultados de cálculo da parcela V_c extraídos dos distintos modelos de cálculo à força cortante foram inicialmente analisados pelo método ANOVA e o Teste de Tukey. Na seção 4.5.1 e 4.5.2 será apresentada uma breve explicação sobre este método e teste.

4.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DA PARCELA V_c

4.5.1 ANOVA

A análise de variância ou ANOVA tem como objetivo avaliar se as diferenças observadas entre as médias de determinadas amostras são estatisticamente significantes.

Neste teste existem duas hipóteses, a hipótese nula H_0 e a hipótese alternativa H_1 , a hipótese H_0 afirma que as médias dos valores de V_c para cada modelo são idênticas, enquanto a hipótese H_1 afirma que há alguma diferença entre as médias.

Como o teste é realizado sob a hipótese nula, cabe rejeitar ou aceitar H_0 . A aceitação ou rejeição da hipótese nula irá depender da distribuição F de Snedecor e do valor de F crítico.

A análise foi realizada com auxílio do EXCEL. Ao selecionar os dados a serem analisados, o programa EXCEL gera uma tabela, (TABELA 4.5).

Tabela 4.5: Tabela gerada para a análise ANOVA.

ANOVA						
<i>Source of Variation</i>	<i>SS</i>	<i>df</i>	<i>MS</i>	<i>F</i>	<i>P-value</i>	<i>F crit</i>
Between Groups	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Within Groups	0,00	0,00	0,00			
Total	0,00	0,00				

Sendo:

SS = soma dos quadrados;

df = grau de liberdade;

MS = quadrado médio;

F = valor calculado para o teste F;

P-value = maior valor do nível de significância α que rejeita H_0 ;

F crit = é o valor tabelado do teste F para a fonte de variação.

Foi utilizado um nível de significância $\alpha = 5\%$ para as análises e posteriormente com $\alpha = 20\%$. A hipótese nula é aceita se $F \leq F_{crit}$, caso contrário a hipótese H_0 é rejeitada. Caso a hipótese nula seja rejeitada, conclui-se que há diferença entre as médias dos valores de V_c dos distintos modelos de cálculo. A ANOVA tratada neste trabalho é a de fator único,

conhecida como “*oneway*”. Significa que uma única fonte de variação entre as amostras foi considerada. (FILHO, 2015).

4.5.2 TESTE DE TUKEY

Após verificadas diferenças significativas entre as médias das determinadas amostras, é necessário determinar quais amostras diferem entre si. Para esse procedimento, utiliza-se o Teste de Tukey, contudo o teste de Tukey faz uma avaliação de somente duas amostras por vez, o teste tem como nome: “t-Test: Paired Two Sample for Means” (dispõe de duas amostras por média). A hipótese nula e alternativa passam a ser H_0 e H_1 . Para contemplar todo o grupo de amostras das resistências médias dos distintos modelos de cálculo foi necessário que o Teste de Tukey fosse aplicado sete (7) vezes, combinando as amostras de duas a duas.

O Teste de Tukey, foi realizado com um nível de significância de $\alpha = 20\%$ e por meio do software Excel, os resultados para cada combinação foram fornecidos conforme representação na tabela 4.6.

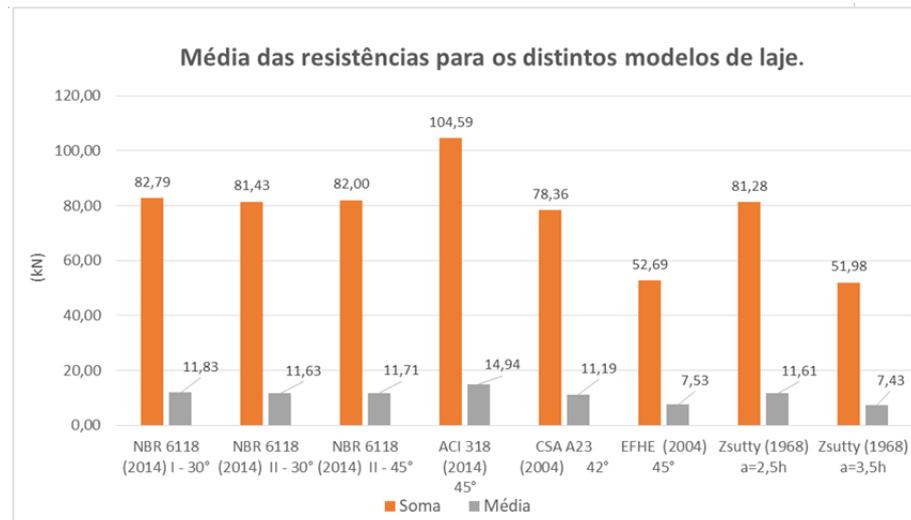
Tabela 4.6: Tabela resumida do Teste de Tukey gerada pelo Excel

t-Test: Paired Two Sample for Means		
Models	Amostra A	Amostra B
Mean	0,00	0,00
t Stat	0,00	
t Critical two-tail	0,00	

Para o teste de Tukey, a aceitação ou rejeição de H_0 dependerá do valor “t stat” obtido. Caso esse seja maior que o “t critical two-tail” a hipótese nula é rejeitada, se o contrário ocorrer, aceita-se a hipótese H_1 .

4.5.3 ANÁLISE DA MÉDIA DAS RESISTÊNCIAS

Foram calculados a soma e a média das resistências dos modelos de cálculo à força cortante para as distintas alturas de laje utilizadas. Pela figura 4.20 é possível verificar a soma e os valores médios de V_c .

Figura 4.20: Média das resistências.

Fonte: próprio autor

O modelo de cálculo do ACI 318 (2014), apresentou um valor médio de resistência ao cisalhamento, a parcela V_c , com 25 MPa, superior as médias dos valores calculados, figura 4.20. Contudo, para verificar se houve diferença significativa entre as resistências médias de todos os distintos modelos de cálculo, foi realizado o teste ANOVA, mostrado na tabela 4.7.

Tabela 4.7: Anova do cálculo da parcela V_c .

ANOVA

Source of Variation	SS	df	MS	F	P-value	F crit
Between Groups	296,6676606	7	42,38109437	1,542434354	0,1759173	2,20743604
Within Groups	1318,884349	48	27,47675727			
Total	1615,55201	55				

Como o valor de F é inferior ao valor de F_{crit} , então a hipótese H_0 não deve ser rejeitada, ou seja, para o teste ANOVA, não há diferenças significativas para as resistências médias dos distintos modelos de cálculo.

Esse resultado que o ANOVA proporciona se deve ao fato de que foi utilizado um nível de significância $\alpha = 5\%$ para as análises. Segundo Glantz (2002), considera-se satisfatório o limite de 5% de probabilidade de erro, não sendo significativas as diferenças que tiverem uma probabilidade acima desse limite.

Contudo, Ferreira e Patino (2015), consideram um equívoco considerar satisfatório o limite de 5% de probabilidade de erro, pois o nível de significância indica a probabilidade de

se observar uma diferença tão grande ou maior do que a que foi observada sob a hipótese nula. Desta forma, foi feito outro teste ANOVA com um nível de significância $\alpha = 20\%$, mostrado na tabela 4.8.

Tabela 4.8: Anova do cálculo da parcela V_c .

ANOVA						
<i>Source of Variation</i>	<i>SS</i>	<i>df</i>	<i>MS</i>	<i>F</i>	<i>P-value</i>	<i>F crit</i>
Between Groups	296,6676606	7	42,38109437	1,542434354	0,1759173	1,471608247
Within Groups	1318,884349	48	27,47675727			
Total	1615,55201	55				

Como o valor de F é superior ao valor de F_{crit} , tabela 4.8, então a hipótese H_0 deve ser rejeitada, ou seja, para o teste ANOVA, existem diferenças significativas para as resistências médias dos distintos modelos de cálculo.

O teste ANOVA não nos diz qual é a média que possui a diferença mais significativa da média das resistências dos valores de V_c para os distintos modelos analisados. Porém, é possível pela observação na tabela 4.20, verificar que a resistência média com diferença mais significativa é o modelo do ACI 318 (2014).

Para comprovar esta observação foi feito o Teste de Tukey, combinando a média da resistência do modelo do ACI 318 (2014) com a média de cada modelo de cálculo analisado, foram feitas sete (7) combinações.

A hipótese nula e alternativa continuaram a ser H_0 e H_1 . Para o teste de Tukey, a aceitação ou rejeição de H_0 ficou na dependência do valor “*t stat*” obtido. Caso esse seja maior que o “*t critical two-tail*” a hipótese nula será rejeitada, se o contrário ocorrer, será aceita-se a hipótese H_1 .

A hipótese H_0 afirma que as médias dos valores de V_c para cada modelo são idênticas, enquanto a hipótese H_1 afirma que há alguma diferença entre as médias. Foi atribuído as siglas HI (hipótese idêntica) para aquelas onde as combinações foram consideradas idênticas e DS (diferenças significativas) para as combinações onde diferenças significativas foram encontradas. A tabela 4.9 apresenta um resumo dos resultados do teste de Tukey.

Tabela 4.9: Teste de Tukey para a média das resistências.

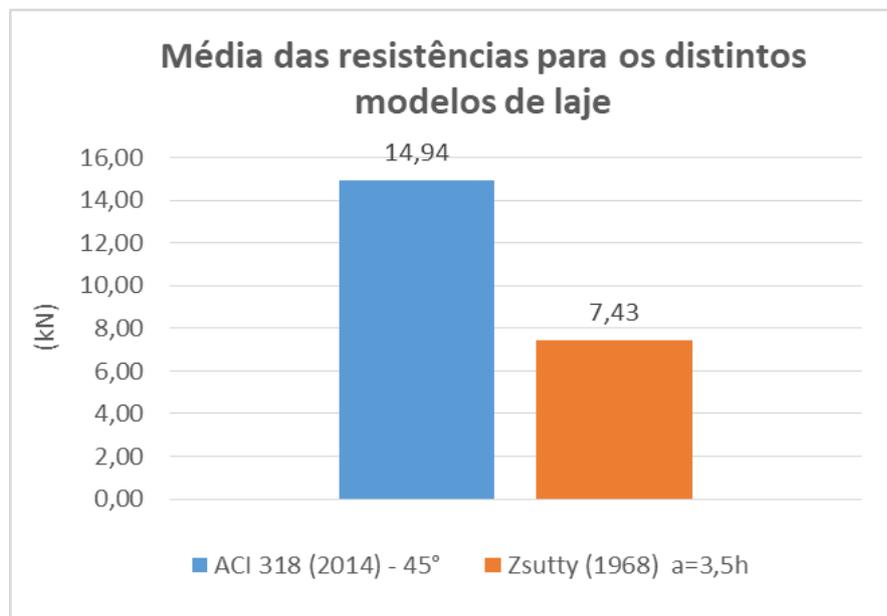
t-Test: Paired Two Sample for Means		
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>NBR 6118 - I - 30°</i>
Mean	14,942	11,82771429
t Stat	3,279363678	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>NBR 6118 - II - 30°</i>
Mean	14,942	11,63285714
t Stat	5,048178258	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>NBR 6118 - II - 45°</i>
Mean	14,942	11,71428571
t Stat	4,354808452	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>CSA A23 - 42°</i>
Mean	14,942	11,19428571
t Stat	3,363493809	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>EFHE - 45°</i>
Mean	14,942	7,527142857
t Stat	2,571850677	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>ZSUTTY - a=2,5h</i>
Mean	14,942	11,61142857
t Stat	1,654991131	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	
Models	<i>ACI 318 - 45°</i>	<i>ZSUTTY - a=3,5h</i>
Mean	14,942	7,425714286
t Stat	3,161392419	
t Critical two-tail	1,439755747	
Resultado	DS	

Considerando as sete (7) combinações feitas com o Teste de Tukey, todas rejeitaram a hipótese nula H_0 e aceitaram a hipótese H_1 , ou seja todas as combinações foram consideradas com diferenças significativas.

Desta forma, corroborando com a observação feita na figura 4.20, de que o modelo de cálculo do ACI 318 (2014), apresentou um valor médio de resistência ao cisalhamento, a parcela V_c , com 25 MPa, superior as médias dos valores calculados.

Por fim, a maior discrepância entre a média das resistências pode ser observada, na figura 4.21, entre modelo do ACI 318 (2014) e o Zsutty (1968) $a=3,5h$. A variação percentual entre as médias dos valores para esta norma é de 101%.

Figura 4.21: Média das resistências.



Fonte: próprio autor.

Mediante os dados apresentados, é possível definir que os resultados de cálculo da parcela V_c extraídos dos distintos modelos de cálculo força cortante, em geral divergem um dos outros em uma proporção menor quando comparado aos resultados de cálculo da avaliação dos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal.

Também fica evidente que o modelo do ACI-318 (2014) se mantém como o modelo menos conservador em detrimento dos outros modelos analisados.

Apesar da análise de variância ANOVA ser contundente em não rejeitar a hipótese nula com um nível de significância de 5%, uma simples observação da tabela 4.2 contida na seção 4.1, mostra pequenas variações dos valores de V_c entre as alturas H10, H12 e H16, e grandes variações de H16 até H35, tornando evidente que os modelos de cálculo analisados não convergem a valores similares quando é imposto o aumento da altura útil, taxa de armadura longitudinal ou a resistência característica à compressão para solucionar a necessidade de se aumentar a resistência à força cortante.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS.

Todos os ensaios desta pesquisa foram realizados no Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de Concreto – NETPRE, situado na Universidade Federal de São Carlos, UFSCar. Neste capítulo, descrevem-se as características dos modelos idealizados para os experimentos, o processo de produção e transporte, a metodologia do ensaio, a instrumentação utilizada e por fim, os resultados, análises e conclusões finais.

Foram ensaiados 9 (nove) modelos de faixa laje com vigotas treliçadas. Os modelos foram formados por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada, armadura à força cortante convencional e o modelo proposto, além dos elementos de enchimento em EPS e concreto moldado no local. O programa experimental foi dividido em duas fases.

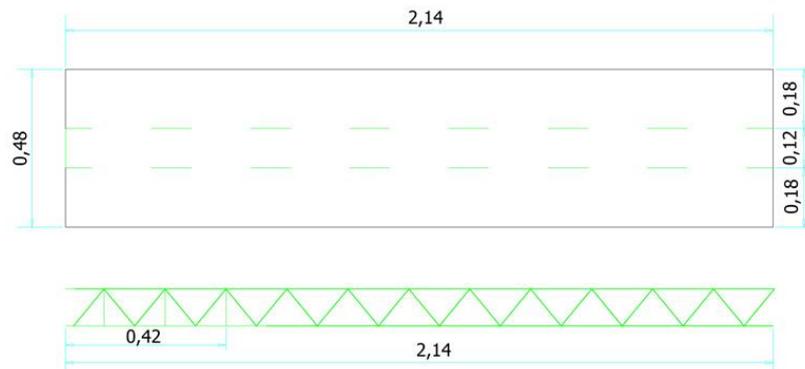
5.2 PRIMEIRA FASE: ENSAIO À FORÇA CORTANTE.

Os ensaios à força cortante foram a primeira fase, o objetivo foi verificar experimentalmente o comportamento, desempenho e a eficiência do arranjo de armadura transversal, objeto de estudo deste trabalho. Para isto, foram ensaiados à força cortante 5 (cinco) modelos de faixa de laje.

5.2.1 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS IDEALIZADOS

Os modelos possuem vão efetivo de 2,14 m e 0,48 m de largura. A figura 5.1 representa a sua planta de forma.

Figura 5.1: Planta de forma das faixas de laje idealizadas.



Fonte: próprio autor

Os modelos respectivamente foram chamados de FLA-1, FLA -2, FLE-1, FLE-2 e FLT. A seção transversal foi formada por 1 (hum) nervura de 8 cm de largura, com enchimento em bloco de EPS de 12 cm de altura, sendo meio bloco em cada extremidade.

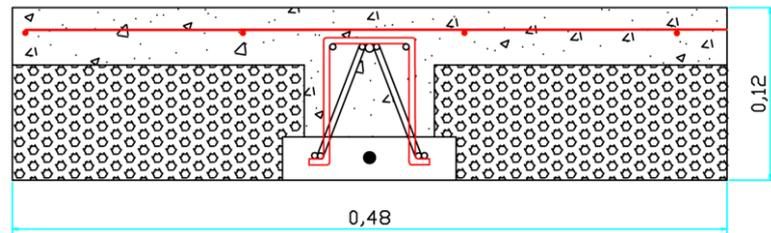
O H total utilizado no dimensionamento foi de 12 cm, onde 4 cm caracterizaram a zona de capeamento, atendendo o item 4.4.1 da ABNT NBR 14860-1 (2002).

O modelo FLA-1, foi armado com o protótipo de armadura transversal descrito no capítulo 3 deste trabalho e FLA-2 constituiu respectivamente sua repetição. A seguir na tabela 5.1 são apresentadas suas características e na figura 5.2 sua seção transversal.

Tabela 5.1: Características dos modelos idealizados.

Faixas de laje	Treliça	Dimensões VT	Esforços atuantes	As_necessário
FLA - 1 FLA - 2	TR 8644	$b_w = 8 \text{ cm}$	$M_{\text{máx}} = 4,12 \text{ kN.m}$	$A_s = 1,527 \text{ cm}^2$
	$h = 8 \text{ cm}$	$H = 12 \text{ cm}$	$V_{\text{máx}} = 13,75 \text{ kN}$	$A_{sw} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Sup: $\varnothing 6,3 \text{ mm}$	$h_f = 4 \text{ cm}$	$I_c = 2.325,33 \text{ cm}^4$	
	Sin: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l = 48 \text{ cm}$	Estribos	Faixa de estribos
	Inf: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l_{ef} = 214 \text{ cm}$	$1 \varnothing 5 \text{ mm } c/10$	42 cm

Figura 5.2: Seção transversal idealizada: FLA-1 e FLA-2.

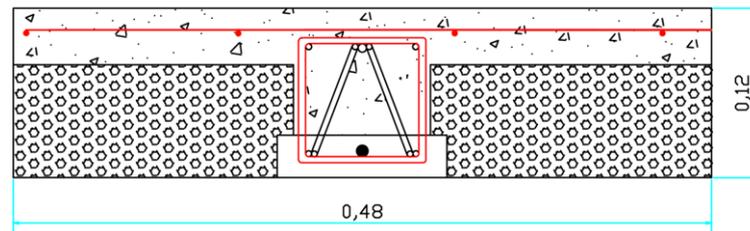


Fonte: próprio autor

O modelo FLE-1 foi armado com estribos convencionais, com fechamento de seus ramos na região de tração e compressão e FLE-2 foi respectivamente sua repetição. A seguir na tabela 5.2 são apresentadas suas características e na figura 5.3 sua seção transversal.

Tabela 5.2: Características dos modelos idealizados.

Faixas de laje	Treliça	Dimensões VT	Esforços atuantes	As_necessário
FLE - 1 FLE - 2	TR 8644	$b_w = 8 \text{ cm}$	$M_{\text{máx}} = 4,12 \text{ kN.m}$	$A_s = 1,527 \text{ cm}^2$
	$h = 8 \text{ cm}$	$H = 12 \text{ cm}$	$V_{\text{máx}} = 13,75 \text{ kN}$	$A_{sw} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Sup: $\varnothing 6,3 \text{ mm}$	$h_f = 4 \text{ cm}$	$I_c = 2.325,33 \text{ cm}^4$	
	Sin: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l = 48 \text{ cm}$	Estribos	Faixa de estribos
	Inf: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l_{ef} = 214 \text{ cm}$	$1 \varnothing 5 \text{ mm } c/10$	42 cm

Figura 5.3: Seção transversal idealizada: FLE-1 e FLE-2.

Fonte: próprio autor

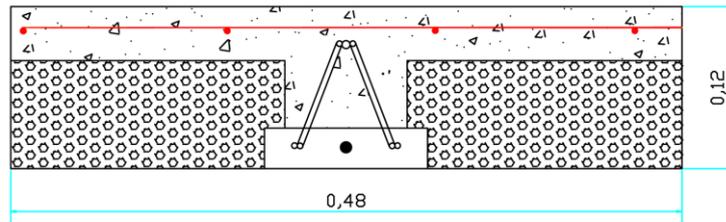
Respectivamente os modelos FLA-1, FLA-2, FLE-1 e FLE-2, tem suas características idênticas, alterando apenas o tipo de armadura transversal utilizada, proporcionando assim condições ideais para a avaliação do protótipo proposto.

Por fim, o modelo FLT não foi armado com estribos, contando apenas com a sinusóide da armação treliçada como armadura à força cortante. A seguir na tabela 5.3 são apresentadas suas características e na figura 5.4 sua seção transversal.

Tabela 5.3: Características do modelo idealizado.

Faixas de laje	Treliça	Dimensões VT	Esforços atuantes	As_necessário
FLT	TR 8644	$b_w = 8 \text{ cm}$	$M_{\text{máx}} = 4,12 \text{ kN.m}$	$A_s = 1,527 \text{ cm}^2$
	$h = 8 \text{ cm}$	$H = 12 \text{ cm}$	$V_{\text{máx}} = 13,75 \text{ kN}$	$A_{sw} = 0,277 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Sup: $\varnothing 6,3 \text{ mm}$	$h_f = 4 \text{ cm}$	$I_c = 2.325,33 \text{ cm}^4$	
	Sin: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l = 48 \text{ cm}$	Estribos	
	Inf: $\varnothing 4,2 \text{ mm}$	$l_{ef} = 214 \text{ cm}$	não possui	

Figura 5.4: Seção transversal idealizada: FLT.



Fonte: próprio autor

5.2.2 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos modelos foi idealizado considerando a resistência do concreto à compressão (f_c) igual a 25 MPa, considerando barras de aço CA 60 e CA 50. O dimensionamento foi idealizado de modo que ocorresse ruptura à força cortante.

Após os ensaios de ruptura dos corpos de prova, foi feito o dimensionamento com a média da resistência à compressão do concreto retirada do ensaio, (f_c) de 38,128 Mpa. Assim, recalculado o $f_{ct,m}$ (resistência média à tração do concreto), E_c (módulo de elasticidade do concreto), e por fim o I_c (momento de inércia).

Foram utilizadas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), bem como os coeficientes de ponderações das ações no estado limite último, apresentados na tabela 11.1 e 11.2 da referida norma.

Foram verificadas as condições de dispensa de armadura transversal (V_{rd1}) e de ruína por tração diagonal (V_{rd3}), além de determinação da força cortante última considerando a taxa de armadura utilizada. A tabela 5.4 apresenta os resultados do dimensionamento.

Tabela 5.4: Características de projeto de resistência à força cortante dos modelos idealizados.

Faixas de laje	$VRd1$	$VRd2$	$VRd3$	Vsd
FLA-1-2 FLE-1-2	7,54 kN	34,71 kN	19,534 kN	19,07 kN
FLT	7,54 kN	34,71 kN	10,53 kN	19,07 kN

VRd1 - força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante

VRd2- força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

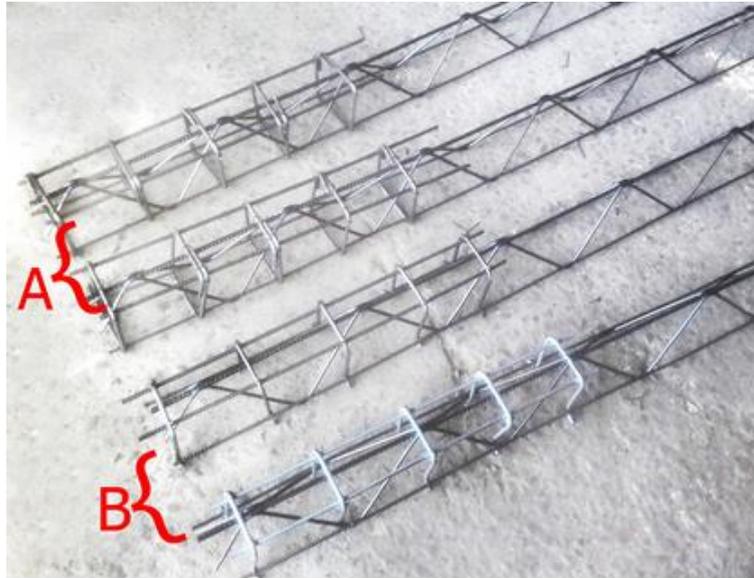
VRd3 - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal

Vsd - força cortante solicitante de cálculo

5.2.3 PRODUÇÃO DOS MODELOS

Para a realização do programa experimental, os ramos da armadura transversal pré-fabricada e os estribos, figura 5.5 foram produzidos e doados pela AF FORTALEZA FERRO E AÇO com sede na cidade de São José do Rio Preto/SP.

Figura 5.5: (A), estribos. (B), armadura transversal pré-fabricada.



Fonte: próprio autor

A produção das vigotas treliçadas, figura 5.6, as formas para a concretagem da capa, figura 5.7 e 5.8 e o concreto, foram produzidos pela empresa LAJOTEC – INDÚSTRIA E COMÉRCIO DE ARTEFATOS DE CONCRETO LTDA, localizada no município de São Carlos/SP.

Figura 5.6: Vigota treliçada H8 armada com estribos.



Fonte: próprio autor

Figura 5.7: Detalhe das formas: FLA-1 e FLA-2.



Fonte: próprio autor

As armaduras de distribuição foram colocadas diretamente sobre os blocos de EPS e sobre a ferragem do banzo superior das treliças. A armadura utilizada foi a tela soldada Q 75, fios de 3,8 mm.

Figura 5.8: Faixas de laje concretadas.



Fonte: próprio autor

Após a concretagem os modelos permaneceram na forma por 24 horas, foram desmoldados com 1 (hum) dia, pois as características do concreto utilizado na fabricação, permitiram tal manipulação. As características do concreto utilizado são descritas na seção 5.2.4. O processo de cura se deu por molhagem 3 (três) vezes ao dia, por 7 (sete dias).

5.2.4 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO UTILIZADO

O concreto utilizado para concretar as vigotas treliçadas e a capa, foi dosado no canteiro de obras da empresa Lajotec – indústria e comércio de artefatos de concreto Ltda, localizada no município de São Carlos/SP.

O cimento utilizado foi o HOLCIM – Ultra Rápido – CP V Ari Fácil. A dosagem foi fornecida pela Lajotec, sendo: 1 : 4,928 : 2,224 + 0,183 aditivo, traço em peso. O aditivo usado foi RHEOBUILD 1000. A relação água/cimento foi de 0,625. Na tabela 5.5 segue o consumo do material que foi utilizado para um saco de cimento, e na tabela 5.6 a respectiva conferência do traço em peso.

Tabela 5.5: Consumo por saco de cimento.

Materiais	Peso específico	Total
Sc cimento = 28,17 litros	$\gamma = 1,42 \text{ kg/l}$	40,00 kg
Areia média = 80 litros	$\gamma = 1,54 \text{ kg/l}$	123,2 kg
Agregado graúdo = 64 litros	$\gamma = 1,39 \text{ kg/l}$	88,96 kg
Água = 25 litros	$\gamma = 1 \text{ kg/l}$	25,00 kg
Rheobuild 1000 = 0,15 litros	$\gamma = 1,22 \text{ kg/l}$	0,183 kg

Tabela 5.6: Conferência do traço em peso.

Cimento: 40 kg / 40 kg = 1
Areia: 123,2 kg / 40 kg = 4,928
Agregado graúdo: 88,96 / 40 kg = 2,224

Para a caracterização do concreto, foram moldados 6 corpos de prova e para a moldagem foram utilizadas formas plásticas cilíndricas de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, conforme ABNT NBR 5738 (1994). Os resultados dos ensaios realizados são mostrados no capítulo 6, seção 6.2.2 deste trabalho.

5.2.5 TRANSPORTE DOS MODELOS

As faixas de laje produzidas no canteiro de obras da Lajotec – indústria e comércio de artefatos de concreto Ltda, passaram por 3 (três) fases de transporte até a posição final para o ensaio.

A primeira fase, foi do canteiro de obras até o Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-moldados de Concreto – NETPRE. Foi utilizado uma carregadeira para carregar os modelos no caminhão.

A segunda fase, foi o descarregamento e o armazenamento. Foi utilizada uma ponte rolante, com um dispositivo composto por ganchos e cabos de aço para efetuar o içamento dos modelos. Foram encaixados nos ganchos previstos, figura 5.9, que foram colocados nos modelos na fase de concretagem, uma vez que houve a previsão desta fase de transporte no laboratório.

Figura 5.9: Detalhe do gancho previsto para o içamento.



Fonte: próprio autor

Por fim, a terceira fase foi o içamento das peças até o pórtico de reação, utilizando também a ponte rolante e os dispositivos de ganchos e cabos de aço.

5.2.6 METODOLOGIA DO ENSAIO

O ensaio à força cortante dos modelos foi planejado para ser executado com um ponto de aplicação de força e dois apoios, sendo chamado de ensaio de 3 (três) pontos.

Foram realizados 5 (cinco) experimentos. Os experimentos foram submetidos a uma carga concentrada a uma distância 2,5h a partir do centro do primeiro apoio. As peças foram ensaiadas uma única vez até a ruptura, com exceção do experimento FLA-1, que logo após o início de seu ensaio, decidiu-se utilizar outro apoio e teve seu ensaio reiniciado.

Foram mantidas as denominações dos modelos idealizados, FLA-1, FLA -2, FLE-1, FLE-2 e FLT. Os 3 (três) primeiros caracteres referem-se ao modelo e o tipo de armadura para cortante utilizada e o seguinte, a sua respectiva repetição, sendo FLT não possuindo repetição.

A preparação dos experimentos consistiu primeiramente na medição das características geométricas dos modelos, tais como, altura total (H), largura (bf), capa (hf), bw, e comprimento total (l). Não houve nenhuma característica que levou ao descarte de qualquer modelo.

Foram feitas marcações nos modelos para possibilitar o seu posicionamento em relação aos apoios e o atuador do pórtico de reação. Para isso foi utilizado esquadro, trena

e pincel atômico. Para os apoios, foram utilizados dois blocos de concreto pré-moldados para atingir a altura com relação ao curso do atuador, figura 5.10.

Figura 5.10: Bloco de concreto pré-moldado.



Fonte: próprio autor

Inicialmente, para apoiar o experimento FLA-1 no bloco foi utilizado uma faixa de neoprene de 4 cm de largura, figura 5.11.

Figura 5.11: Apoio de neoprene.



Fonte: próprio autor

Por fim, após o início do experimento FLA-1 e a verificação dos resultados iniciais no sistema de aquisição de dados, decidiu-se utilizar apoios móveis para apoiar o experimento, figura 5.12.

Figura 5.12: Apoio móvel.

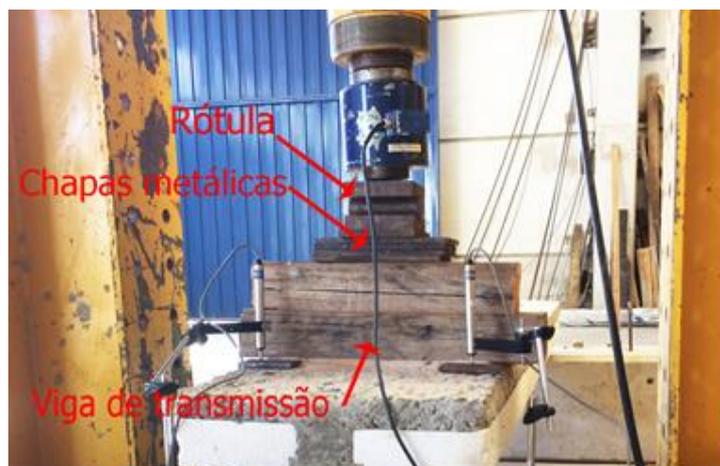


Fonte: próprio autor

Após o posicionamento dos apoios de acordo com o esquema estrutural, foram colocadas as vigas de transmissão de carga sobre a laje, figura 5.12. Na região do posicionamento das vigas de transmissão foi utilizado areia para regularizar a superfície de contato com as vigas. As vigas de transmissão foram constituídas por madeira, para contemplar o vão disponível no pórtico de reação.

Entre as vigas de transmissão e a célula de carga, foi colocado uma rótula para evitar possíveis excentricidades e chapas metálicas para o ajuste da altura com relação ao curso do atuador, figura 5.13.

Figura 5.13: Detalhe das vigas de transmissão, rótula e chapas metálicas.



Fonte: próprio autor

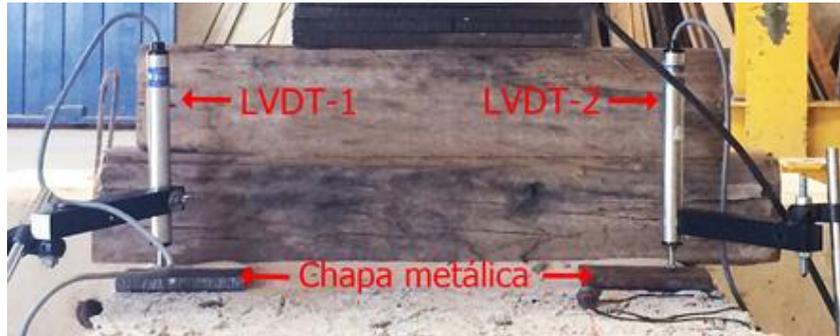
5.2.7 INSTRUMENTAÇÃO

Para o ensaio, foi utilizado 1 (hum) atuador hidráulico de 100 kN de capacidade da marca ENERPAC. Uma bomba manual foi utilizada para alimentar o atuador e dois transdutores (LVDT – *Linear Variable Differential Transducers*) modelo VISHAV HS25, figura

5.14, que foram posicionados imediatamente ao lado da linha de atuação da carga, para aferir os deslocamentos verticais ao longo do ensaio.

Sobre o modelo fixaram-se chapas metálicas para não haver interferência da sua rugosidade na medição dos deslocamentos. A célula de carga de 100 kN, foi utilizada para fornecer a leitura da força aplicada.

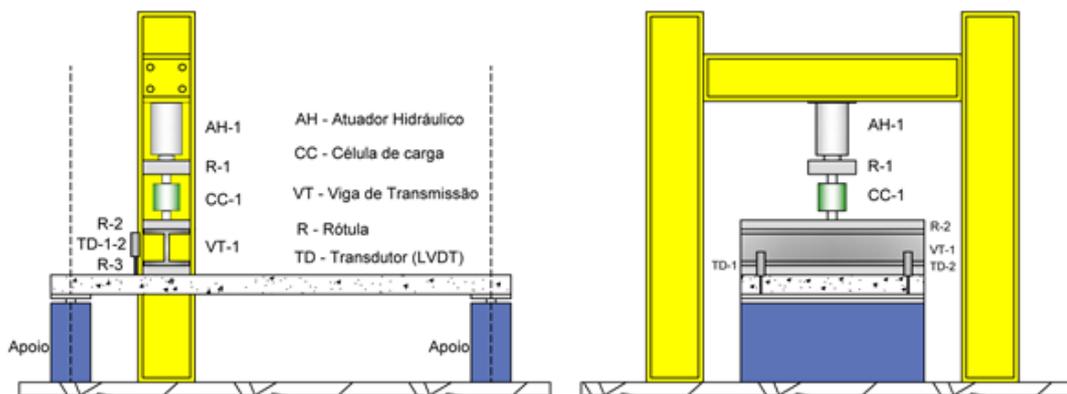
Figura 5.14: Detalhe do LVDT e chapa metálica.



Fonte: próprio autor

A previsão do esquema geral do pórtico de reação, posição dos apoios e instrumentação utilizada no ensaio é apresentado na figura 5.15, bem como na figura 5.16 é apresentado o esquema real utilizado.

Figura 5.15: Previsão do esquema da instrumentação dos ensaios de força cortante.



Fonte: próprio autor

Figura 5.16: Esquema da instrumentação dos ensaios de força cortante.



Fonte: próprio autor

Para a aquisição dos dados dos ensaios foi utilizado o sistema de coleta de dados SYSTEM 5000, figura 5.17. No sistema foram conectados os cabos dos instrumentos utilizados (LVDT's e célula de carga) permitindo assim a transferência das leituras feitas pelos instrumentos a um computador. O SYSTEM 5000 é licenciado para uso no NETPRE/UFSCar e foram utilizados 3 (três) canais, sendo dois para os transdutores e o outro para a célula de carga.

Figura 5.17: Sistema de aquisição de dados.



Fonte: próprio autor

A aplicação do carregamento foi feita de modo constante, sem interrupções, para se aferir de modo mais preciso os deslocamentos verticais. Os LVDT's tinham curso de 50mm para medição dos deslocamentos.

5.3 SEGUNDA FASE: ENSAIO À FLEXÃO

Os ensaios à flexão foram a segunda fase do programa experimental, foram ensaiadas à flexão 4 (quatro) modelos de faixa de laje, com o objetivo exploratório de verificar sua capacidade resistiva e confrontar os valores experimentais aos valores calculados pela NBR 6118 (2014).

5.3.1 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS IDEALIZADOS

As características teóricas dos modelos foram tomadas com o intuito de serem rompidas à flexão. Os modelos possuem vão efetivo de 2,15 m e 0,42 m de largura.

Os modelos respectivamente foram chamados de H11_a, H11_b, H16_a e H16_b. A seção transversal foi formada por 1 (hum) nervura de 8 cm de largura, com enchimento em bloco de EPS de 11 e 16 cm de altura, sendo meio bloco em cada extremidade.

O H total utilizado no dimensionamento do modelo H11_a e H11_b foi de 11 cm, onde 3 cm caracterizaram a zona de capeamento, atendendo o item 4.4.1 da ABNT NBR 14860-1 (2002).

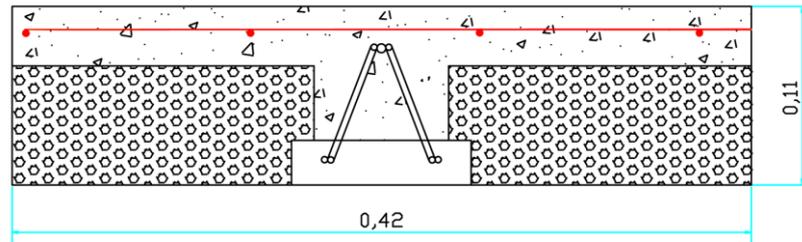
O H total utilizado no dimensionamento do modelo H16_a e H16_b foi de 16 cm, onde 4 cm caracterizaram a zona de capeamento, atendendo o item 4.4.1 da ABNT NBR 14860-1 (2002).

A seguir na tabela 5.7 são apresentadas as características do modelo H11_a e H11_b e na figura 5.18, sua respectiva seção transversal.

Tabela 5.7: Características dos modelos idealizados.

Faixas de laje	Treliça	Dimensões VT	As
H11_a H11_b	TR 8644	bw = 8 cm	As = 0,278 cm ²
	h = 8 cm	H = 11 cm	
	Sup: Ø 6,3 mm	hf = 3 cm	Ic=1.719,7 cm ⁴
	Sin: Ø 4,2 mm	l = 42 cm	
	Inf: Ø 4,2 mm	lef = 215 cm	

Figura 5.18: Seção transversal idealizada: H11_a e H11_b.



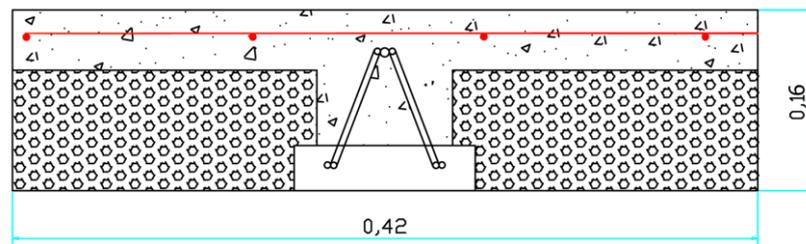
Fonte: próprio autor

A seguir na tabela 5.8, são apresentadas as características do modelo H16_a e H16_b e na figura 5.19 sua respectiva seção transversal.

Tabela 5.8: Características dos modelos idealizados.

Faixas de laje	Treliça	Dimensões VT	As
H16_a H16_b	TR 12646	bw = 8 cm	As = 0,63 cm ²
	h = 12 cm	H = 16 cm	
	Sup: Ø 6,3 mm	hf = 4 cm	Ic=5.285,839 cm ⁴
	Sin: Ø 4,2 mm	l = 42 cm	
	Inf: Ø 6,3 mm	lef = 215 cm	

Figura 5.19: Seção transversal idealizada: H16_a e H16_b.



Fonte: próprio autor

Respectivamente os modelos H11_a e H11_b, tem suas características idênticas, sendo considerado H11_b sua respectiva repetição e o mesmo para os modelos H16_a e H16_b.

5.3.2 PRODUÇÃO DOS MODELOS

A produção das vigotas treliçadas, figura 5.20, as formas para a concretagem da capa, figura 5.21 e 5.22 e o concreto, foram produzidos pela empresa Lajotec – indústria e comércio de artefatos de concreto Ltda, localizada no município de São Carlos/SP.

Figura 5.20: Pista de concretagem de vigotas treliçadas.



Fonte: próprio autor

Figura 5.21: Detalhe das formas: H16_a, H16_b, H11_a e H11_b.



Fonte: próprio autor

As armaduras de distribuição foram colocadas diretamente sobre os blocos de EPS e sobre a ferragem do banzo superior das treliças, figura 5.21. A armadura utilizada foi a tela soldada Q 75, fios de 3,8 mm.

Figura 5.22: Faixas de laje concretadas.



Fonte: próprio autor

Após a concretagem, os modelos permaneceram na forma por 24 horas. Foram desmoldados com 1 (um) dia, pois as características do concreto utilizado na fabricação permitiram tal manipulação. As características do concreto utilizado são descritas na seção 6.2.2. O processo de cura se deu por molhagem 3 (três) vezes ao dia, por 7 (sete) dias.

5.3.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO UTILIZADO

As características do tipo de cimento e traço são idênticas ao concreto utilizado para os experimentos ensaiados à força cortante, conforme seção 6.2.2 deste trabalho.

5.3.4 TRANSPORTE DOS MODELOS

A metodologia do transporte dos modelos foi idêntica ao descrito na seção 5.2.5 deste trabalho.

5.3.5 METODOLOGIA DO ENSAIO

O ensaio à flexão dos modelos foi planejado para ser executado com um ponto de aplicação de força e dois apoios, sendo chamado de ensaio de 3 (três) pontos. O ensaio experimental englobou apenas uma etapa.

Foram realizados 4 (quatro) experimentos. Os experimentos foram submetidos a uma carga concentrada a uma distância $L/2$ a partir do centro do primeiro apoio. As peças foram ensaiadas uma única vez até a ruptura.

Foram mantidas as denominações dos modelos idealizados, H11_a, H11_b, H16_a, H16_b. Os 3 (três) primeiros caracteres referem-se ao modelo e o seguinte, a sua respectiva repetição.

A preparação dos experimentos consistiu primeiramente na medição das características geométricas dos modelos, tais como, altura total (H), largura (bf), capa (hf), bw, e comprimento total (l). Não houve nenhuma característica que levou ao descarte de qualquer modelo.

Foram feitas marcações nos modelos para possibilitar o seu posicionamento em relação aos apoios e o atuador do pórtico de reação. Para isso foi utilizado esquadro, trena e pincel atômico. Para os apoios, foram utilizados dois blocos de concreto pré-moldados para atingir a altura com relação ao curso do atuador. Para apoiar os experimentos foram utilizados apoios móveis, figura 5.23.

Figura 5.23: Apoio móvel.



Fonte: próprio autor

Após o posicionamento dos apoios de acordo com o esquema estrutural, foram colocadas as vigas de transmissão de carga sobre a laje. Na região do posicionamento das vigas de transmissão foi utilizado areia para regularizar a superfície de contato com as vigas, figura 5.24.

As vigas de transmissão foram constituídas por madeira, para contemplar o vão disponível no pórtico de reação. Entre as vigas de transmissão e a célula de carga, foi colocado uma rótula para evitar possíveis excentricidades e chapas metálicas para o ajuste da altura com relação ao curso do atuador, figura 5.24.

Figura 5.24: Detalhe das vigas de transmissão, rótula e chapas metálicas.



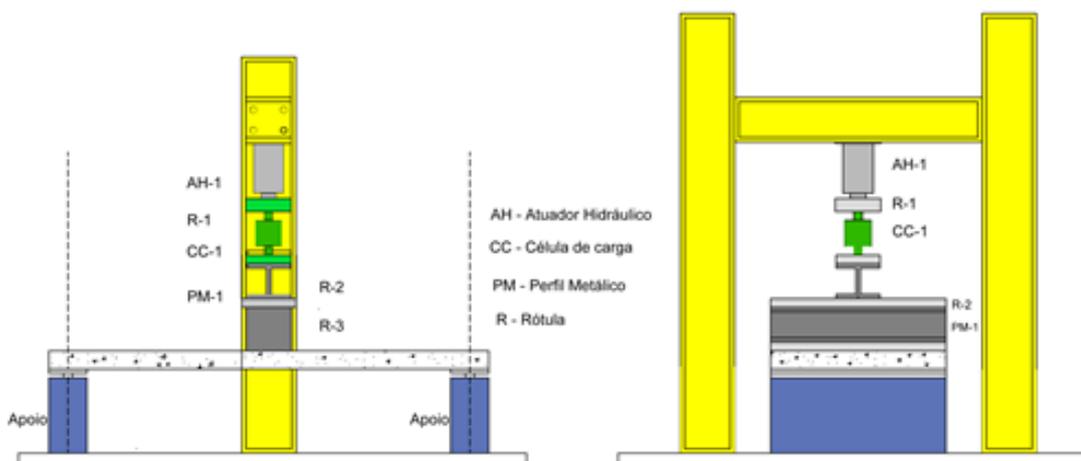
Fonte: próprio autor

5.3.6 INSTRUMENTAÇÃO

O esquema de instrumentação para os ensaios à flexão foi idêntico aos ensaios à força cortante, conforme seção 5.2.7 deste trabalho, somente houve a alteração da posição do atuador, sendo $L/2$.

A previsão do esquema geral do pórtico de reação, posição dos apoios e instrumentação utilizada no ensaio é apresentado na figura 5.25, bem como na figura 5.26 é apresentado o esquema real utilizado.

Figura 5.25: Previsão do esquema da instrumentação dos ensaios à flexão.



Fonte: próprio autor

Figura 5.26: Esquema da instrumentação dos ensaios à flexão.



Fonte: próprio autor

Para a aquisição dos dados dos ensaios foi utilizado o sistema de coleta de dados SYSTEM 5000, idêntico ao ensaio à força cortante conforme seção 5.2.7 deste trabalho.

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são mostrados os resultados experimentais dos ensaios à força cortante e à flexão nos modelos produzidos.

6.2 RESULTADOS: ENSAIO À FORÇA CORTANTE

Para os ensaios à força cortante são apresentados os gráficos dos valores de força aplicada em função do deslocamento, as cargas de ruptura, os momentos máximos, momentos de fissuração, valores de força cortante na ruptura, deslocamentos verticais, características geométricas finais das peças, bem como seus respectivos momentos de inércia, além dos resultados dos ensaios de ruptura para determinação da resistência mecânica à compressão do concreto utilizado na fabricação dos modelos ensaiados.

6.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS MODELOS

Primeiramente fez-se necessário realizar a medição das características geométricas reais dos modelos, tais como, altura total (H), largura (b_f), capa (h_f), b_w , e comprimento total (l). Na tabela 6.1 são apresentadas as características geométricas finais das peças ensaiadas, e na tabela 6.2 são apresentados os respectivos momentos de inércia dos experimentos e momentos de inércia de projeto.

Tabela 6.1: Características geométricas.

Faixa de Laje	Vão efet (cm)	b_f (cm)	b_w (cm)	h_f (cm)	H_{total} (cm)
FLA-1	215	48	9	4	12,5
FLA-2	215,5	49	8,5	4	12,5
FLE-1	215	48	9,5	4,5	12,5
FLE-2	215,5	49	9	4,5	12,5
FLT	216	49	9	4	12,5

Tabela 6.2: Momentos de inércia.

Faixa de laje	$I_{c,proj}$ (cm ⁴)	$I_{c,real}$ (cm ⁴)
FLA-1	2.325,33	2.853,46
FLA-2	2.325,33	2768,49
FLE-1	2.325,33	3.117,92
FLE-2	2.325,33	2.876,29
FLT	2.325,33	2.871,30

I_{c,proj} - Momento de Inércia de projeto
I_{c,real} - Momento de Inércia real da peça

O experimento FLE-1 possui um b_w de 9,5 cm em detrimento dos experimentos restantes, explicando assim o valor de momento de inércia superior aos outros.

6.2.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

Para a caracterização do concreto, foram moldados 6 corpos de prova. Para a moldagem foi utilizado formas plásticas cilíndricas de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, conforme ABNT NBR 5738 (1994). Todos os corpos de prova foram moldados no dia da concretagem da capa dos modelos e ensaiados com a mesma idade, 35 dias. Sendo os corpos de prova dos experimentos, FLA-1, FLA-2, FLE-1, FLE-2 e FLT. Os corpos de prova foram submetidos à ensaio de ruptura para a determinação da resistência mecânica à compressão, figura 6.1.

Figura 6.1: Detalhe do ensaio a ruptura.

Fonte: próprio autor

Os resultados do ensaio de ruptura para a determinação da resistência mecânica à compressão são apresentados na tabela 6.3.

Tabela 6.3: Resistência a compressão dos corpos de prova ensaiados.

Corpo de Prova	Área da base (mm ²)	fc ,máx (N)	fc (MPa)
CP -1	7853,98	310665,19	39,56
CP -2	7853,98	299471,09	38,13
CP -3	7853,98	294365,03	37,48
CP -4	7853,98	278163,06	35,42
CP -5	7853,98	311470,38	39,66
CP -6	7853,98	302534,75	38,52
Média	7853,98	299444,92	38,128

6.2.3 EXPERIMENTO: FLA-1

O experimento FLA-1 refere-se à peça que possui a armadura de cisalhamento proposta neste trabalho. A figura 6.2 apresenta a seção transversal e seus respectivos esquemas de ensaio no pórtico de reação.

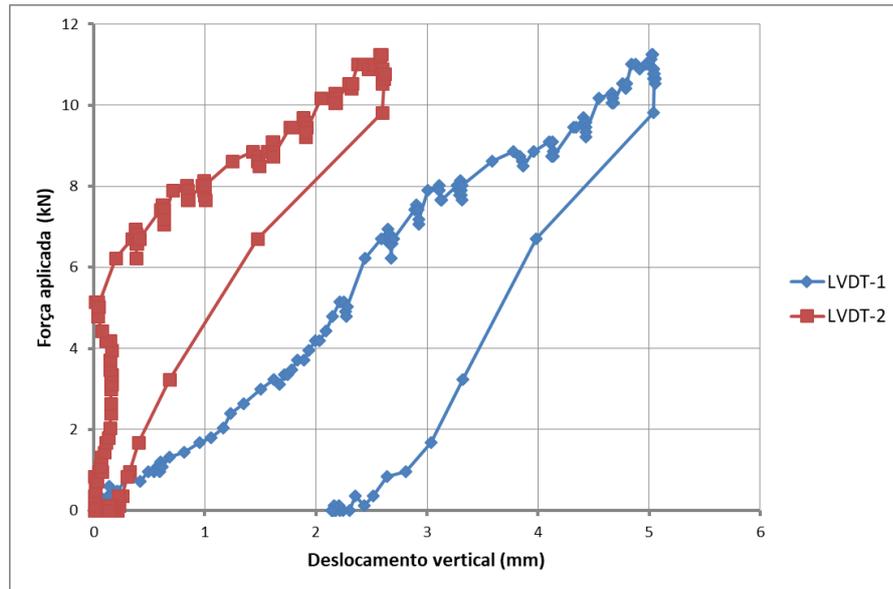
Figura 6.2: Detalhe do ensaio à força cortante: FLA-1.



Fonte: próprio autor

O experimento FLA-1 foi submetido inicialmente a um apoio de neoprene, portanto, com estas condições de apoio, os instrumentos de leitura de deslocamento vertical (LVDT), estavam obtendo leituras discrepantes entre si, conforme é apresentado na figura 6.3.

Figura 6.3: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLA-1 com apoio de neoprene.



Fonte: próprio autor

Decidiu-se por fim, trocar o apoio de neoprene, por um apoio móvel, figura 6.4.

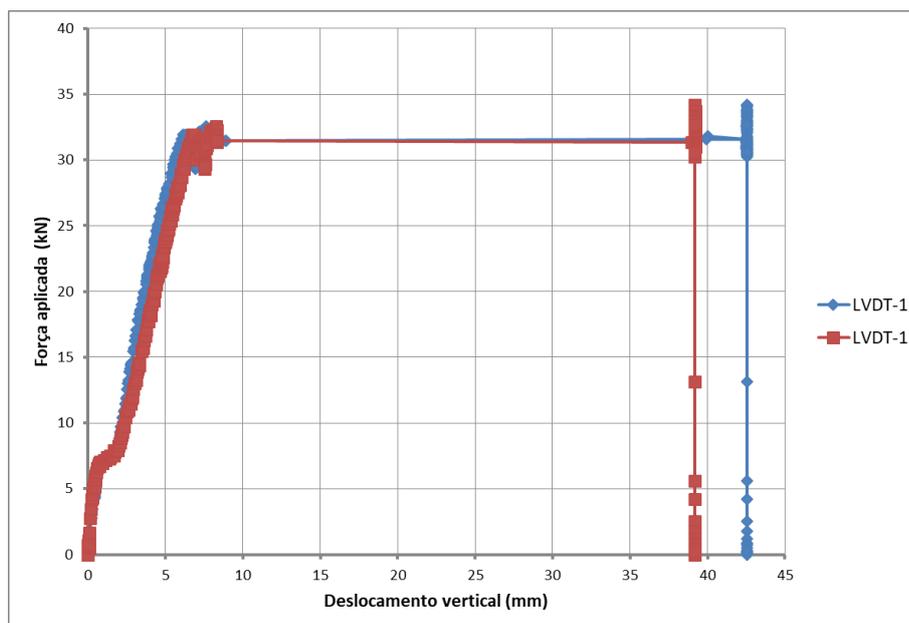
Figura 6.4: Apoio móvel (a), neoprene (b).



Fonte: próprio autor

Na figura 6.5 são apresentados os resultados de força aplicada vs. deslocamento utilizando o apoio móvel.

Figura 6.5: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLA-1 com apoio móvel.



Fonte: próprio autor

Após a utilização do apoio móvel no experimento FLA-1, foi possível verificar durante o ensaio que os instrumentos de leitura de deslocamento vertical (LVDT), estavam obtendo leituras relativamente uniformes entre si.

Durante o ensaio do experimento FLA-1, a partir de uma determinada carga acima da carga referente ao momento de fissuração e abaixo da carga de ruptura, foi constatado um ruído muito alto, parecido com “estouro ou tiro”. Atribuiu-se esse ruído à ruptura da armadura senoidal da armação treliçada.

6.2.4 FISSURAS

As fissuras observadas visualmente não foram marcadas em cada estágio de carregamento por motivo de segurança, pois seria necessário entrar em baixo do experimento durante o carregamento. Posteriormente, após a sua retirada do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e finalmente observada as fissuras na peça.

O experimento FLA-1, não foi levado a ruptura com a utilização do apoio móvel, contudo, foi possível observar a configuração das fissuras de ruptura na face inferior da vigota conforme figura 6.6 e 6.7.

Figura 6.6: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-1.



Fonte: próprio autor

Figura 6.7: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-1.



Fonte: próprio autor

Foi constatado durante o primeiro ensaio, figura 6.7, que após um determinado carregamento as fissuras que apareceram inicialmente eram perpendiculares ao eixo do modelo e depois passaram a ser inclinadas.

6.2.5 EXPERIMENTO: FLA-2

O experimento FLA-2 refere-se à peça que possui a armadura de cisalhamento proposta e a respectiva repetição de FLA-1. A figura 6.8 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

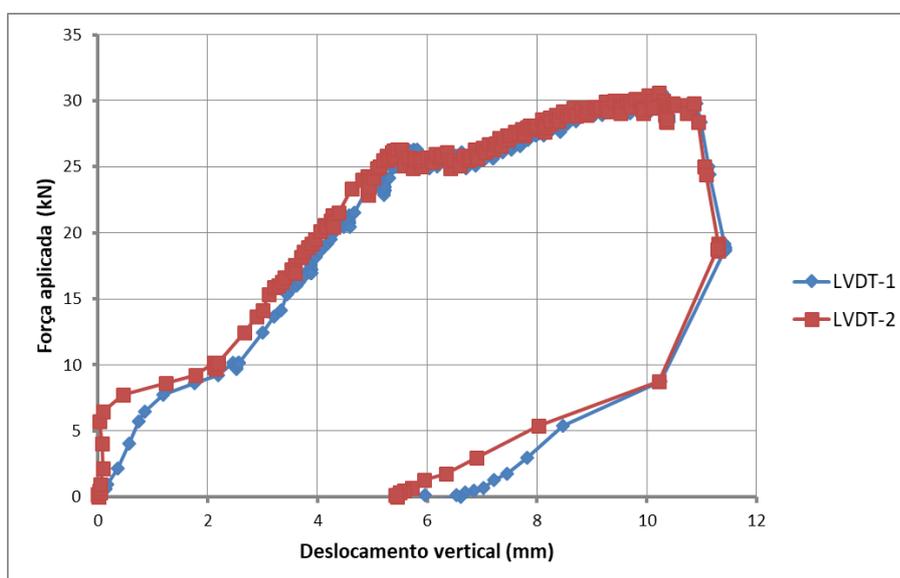
Figura 6.8: Detalhe do ensaio à força cortante: FLA-2.



Fonte: próprio autor

O experimento FLA-2, foi submetido as mesmas condições do experimento FLA-1. Na figura 6.9 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.9: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLA-2.



Fonte: próprio autor

Durante o ensaio do experimento FLA-2, a partir de uma determinada carga acima da carga referente ao momento de fissuração e abaixo da carga de ruptura, foi constatado um ruído muito alto, parecido com “estouro ou tiro”. Atribuiu-se esse ruído à ruptura da armadura senoidal da armação treliçada.

6.2.6 FISSURAS

Após a retirada do experimento FLA-2 do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. A faixa de laje FLA-2, foi levada à ruptura assim, foi possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.10 e 6.11.

Figura 6.10: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-2.



Fonte: próprio autor

Figura 6.11: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLA-2.



Fonte: próprio autor

Na figura 6.11 é possível observar o estado final de ruptura do experimento FLA-2, fissuras de cisalhamento iniciaram próximas ao apoio e caminharam em direção ao ponto de aplicação do carregamento, possuindo sua inclinação característica (inclinada variando entre 30 e 45 graus). Por fim, observou-se um padrão muito próximo de formação de fissuras entre o experimento FLA-1 e FLA-2. A carga de ruptura foi obtida, considerando aquela para qual ocorreu a queda da pressão manométrica no atuador, portanto considerado a carga máxima e ficando impossível de acréscimos de carga.

6.2.7 EXPERIMENTO: FLE-1

O experimento FLE-1 refere-se à peça que possui estribos convencionais, (fechamento de seus ramos na região de tração e compressão). A figura 6.12 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

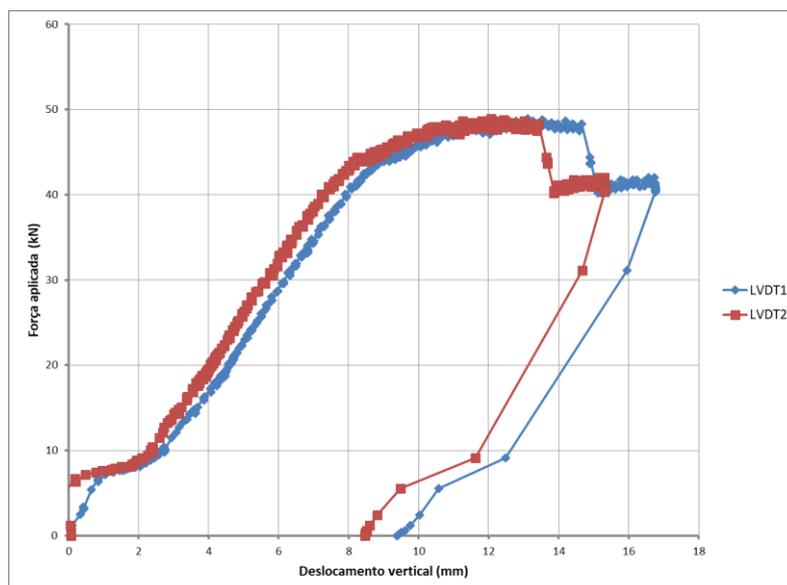
Figura 6.12: Detalhe do ensaio à força cortante: FLE-1.



Fonte: próprio autor

O experimento FLE-1, foi submetido as mesmas condições do experimento FLA-2. Na figura 6.13 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.13: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLE-1.



Fonte: próprio autor

Durante o ensaio do experimento FLE-1, a partir de uma determinada carga acima da carga referente ao momento de fissuração, e abaixo da carga de ruptura, foi constatado um ruído muito alto, parecido com “estouro ou tiro”. Atribuiu-se esse ruído à ruptura da armadura senoidal da armação treliçada.

6.2.8 FISSURAS

Após a retirada do experimento do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. O experimento FLE-1 foi levado à ruptura, sendo assim possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.14.

Figura 6.14: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLE-1.



Fonte: próprio autor

A carga de ruptura foi obtida, considerando aquela para qual ocorreu a queda da pressão manométrica no atuador, portanto considerado a carga máxima e ficando impossível de acréscimos de carga.

6.2.9 EXPERIMENTO: FLE-2

O experimento FLE-2 refere-se à peça que possui estribos convencionais, (fechamento de seus ramos na região de tração e compressão) e a respectiva repetição da FLE-1. A figura 6.15 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

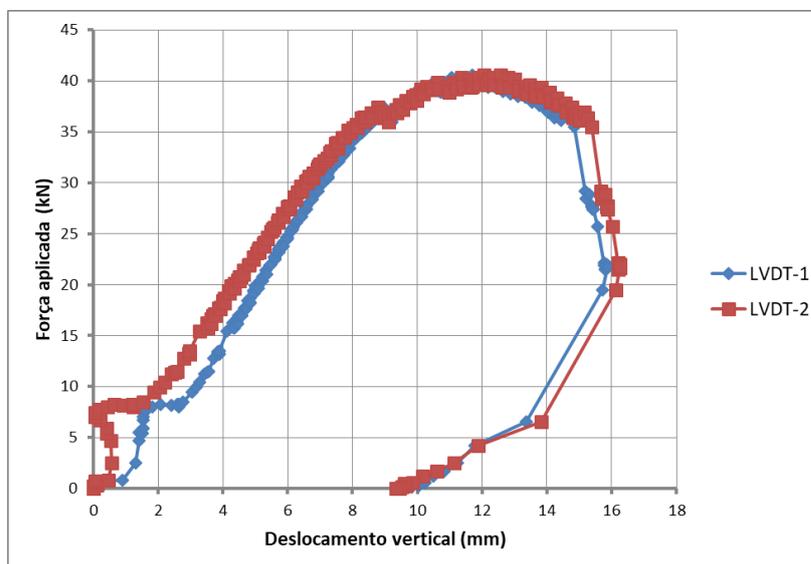
Figura 6.15: Detalhe do ensaio à força cortante: FLE-2.



Fonte: próprio autor

O experimento FLE-2, foi submetida as mesmas condições do experimento FLE-1. Na figura 6.16 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.16: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLE-2.



Fonte: próprio autor

Durante o ensaio do experimento FLE-2 à partir de uma determinada carga acima da carga referente ao momento de fissuração, e abaixo da carga de ruptura, foi constatado um ruído muito alto, parecido com “estouro ou tiro”. Atribuiu-se esse ruído à ruptura da armadura senoidal da armação treliçada.

6.2.10 FISSURAS

Após a retirada do experimento do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. O experimento FLE-2 foi levado à ruptura, sendo assim possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.17.

Figura 6.17: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLE-2.



Fonte: próprio autor

Por fim, observou-se um padrão muito próximo de formação de fissuras entre o experimento FLE-1 e FLE-2.

6.2.11 EXPERIMENTO: FLT

O experimento FLT, refere-se à peça que possui apenas a armadura treliçada. A figura 6.18 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

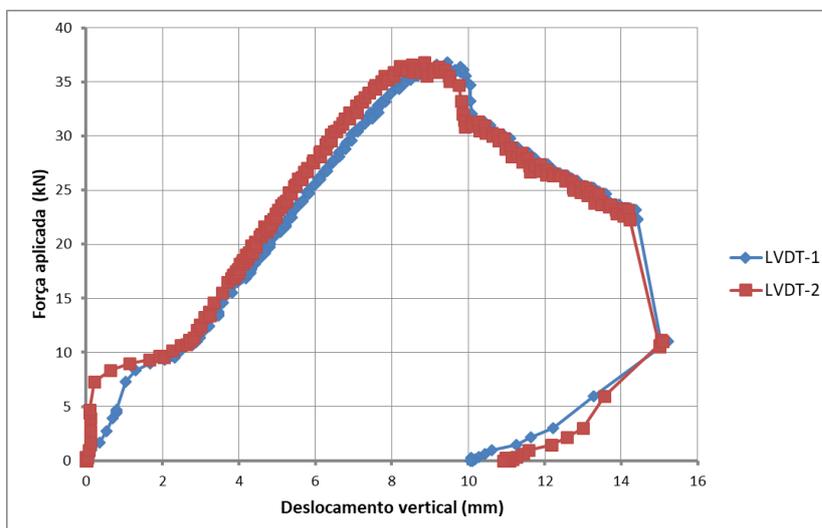
Figura 6.18: Detalhe do ensaio à força cortante: FLT.



Fonte: próprio autor

O experimento FLT, foi submetido as mesmas condições do experimento FLE-2. Na figura 6.19 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos

Figura 6.19: Força aplicada vs. deslocamento vertical: FLT.



Fonte: próprio autor

Durante o ensaio do experimento FLT, não foi constatado o ruído alto, parecido com “estouro ou tiro”, ao qual foi constatado nos experimentos FLA-1, FLA-2, FLE-1 e FLE-2.

6.2.12 FISSURAS

Após a retirada do experimento FLT do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. O experimento foi levado à ruptura, sendo assim, foi possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, 6.20.

Figura 6.20: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLT.



Fonte: próprio auto

Figura 6.21: Configuração final de fissuras, após ensaio: FLT.



Fonte: próprio autor

O experimento FLT mostrado na figura 6.21, apresentou, além da fissura diagonal crítica, fissuras de flexão, no entanto os resultados foram coerentes com os experimentos FLE-1 e FLE-2. Por fim, observou-se um padrão muito próximo de formação de fissuras entre todos os experimentos.

6.2.13 CARGAS DE RUPTURA: EXPERIMENTAL

A tabela 6.4 apresenta os valores de carga de ruptura e cargas máximas estimadas para os experimentos ensaiados.

Tabela 6.4: Cargas de ruptura e cargas máximas estimadas.

Faixa de laje	P_u, exp (kN)	$P_u, \text{teórico}$ (kN)	$P_u \text{exp}/P_u, \text{teórico}$
FLA-1	30,22	24,86	1,216
FLA-2	30,383	24,86	1,222
FLE-1	48,923	24,86	1,968
FLE-2	36,962	24,86	1,487
FLT	35,885	24,86	1,443

P_u, exp - Carga última experimental

$P_u, \text{teórico}$ - Carga última teórica com coeficiente de segurança e medidas características

Fonte: próprio autor

A tabela 6.5 apresenta os valores experimentais de momento máximo e de fissuração para as condições com a utilização de coeficiente de segurança e sem, além da hipótese de projeto.

Tabela 6.5: Momentos máximos e de fissuração.

Faixa de laje	$M_{,exp}$ (kN.m)	$M_{rd,k}$ (kN.m)	$M_{rd,1}$ (kN.m)	$M_{r,exp}$ (kN.m)	$M_{r,1}$ (kN.m)
FLA-1	7,97	7,8	6,58	1,34	0,84
FLA-2	8,03	7,83	6,62	1,25	0,84
FLE-1	12,93	7,7	6,41	1,47	0,84
FLE-2	9,78	7,77	6,58	1,35	0,84
FLT	9,48	7,77	6,55	1,34	0,84

M_{,exp} - Momento máximo experimental.
M_{rd,k} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas sem coef de segurança
M_{rd,1} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas com coef de segurança
M_{r,exp} - Momento de fissuração com as características das peças e valores do ensaio
M_{r,1} - Momento de fissuração relativo as características geométricas e valores de projeto

Fonte: próprio autor

A tabela 6.6 apresenta os valores de força cortante máxima experimental, e as cargas máximas estimadas relativas à ruína por tração diagonal para as hipóteses com e sem coeficiente de segurança, além da hipótese de projeto. São verificadas como vigas.

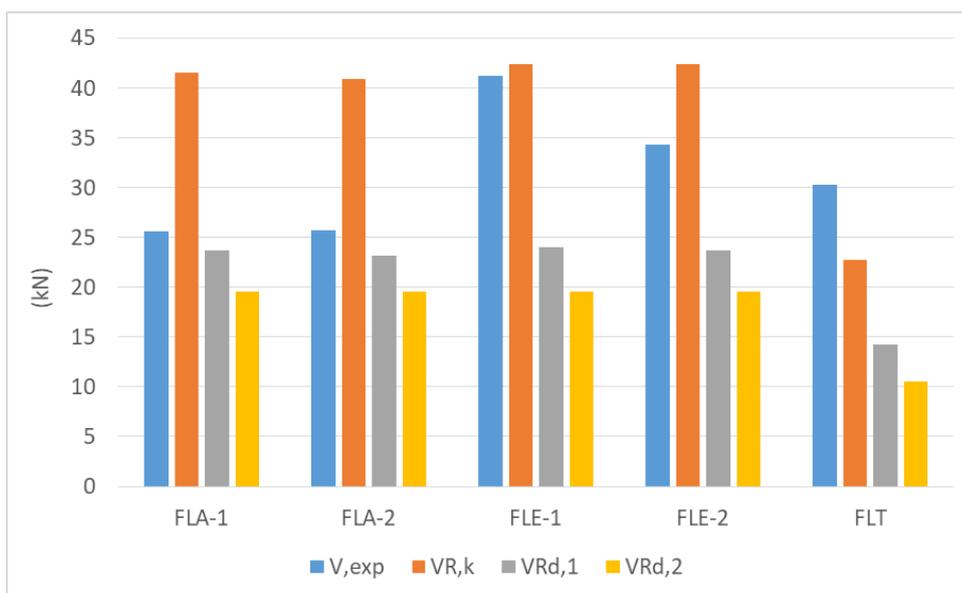
Tabela 6.6: Valores de força cortante na ruptura: experimental e projeto.

Faixa de laje	$V_{,exp}$ (kN)	$VR_{,k}$ (kN)	$VR_{d,1}$ (kN)	$VR_{d,2}$ (kN)
FLA-1	25,6	41,59	23,69	19,53
FLA-2	25,7	40,85	23,15	19,53
FLE-1	41,2	42,35	24,05	19,53
FLE-2	34,3	42,34	23,7	19,53
FLT	30,3	22,7	14,24	10,53

V_{,exp} - força cortante máxima experimental.
VR_k - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores medidos do ensaio, sem coeficiente de segurança
VR_{d,1} - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores medidos do ensaio, com coeficiente de segurança
VR_{d,2} - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores de projeto, com coeficiente de segurança

Fonte: próprio autor

A seguir na figura 6.22, é possível verificar a diferença qualitativa entre os resultados de força cortante com relação a ruptura.

Figura 6.22: Força cortante na ruptura: experimental e projeto.

Fonte: próprio autor

A tabela 6.7 apresenta a força cortante máxima experimental e as resistivas máximas de cálculo com relação ao modelo de cálculo para força cortante relativo à dispensa da armadura transversal, item 19.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014). São verificadas como lajes.

Tabela 6.7: Valores de força cortante experimental e relativo a dispensa da armadura transversal.

	$V_{,exp}$	$VR_{,k}$	$VRd_{,1}$	$VRd_{,2}$
FLA-1	25,6	15,5	11,04	7,54
FLA-2	25,7	14,93	10,66	7,54
FLE-1	41,2	15,97	11,4	7,54
FLE-2	34,3	15,97	10,66	7,54
FLT	30,3	16,65	12,3	7,54

V,exp - força cortante máxima experimental.

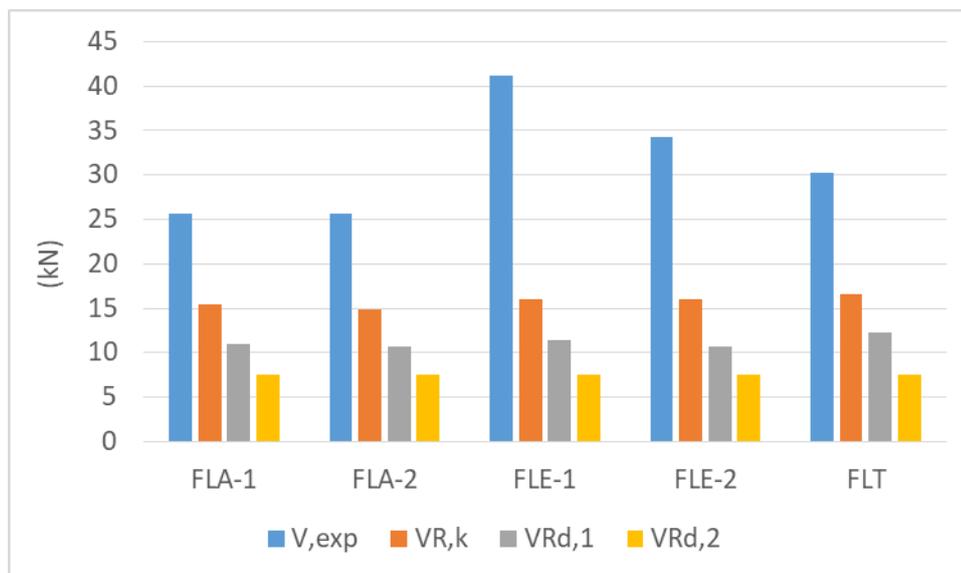
VRd,k - força cortante resistente de cálculo relativo a dispensa de armadura transversal medidos com os valores do ensaio, sem coeficiente de segurança

VRd,1 - força cortante resistente de cálculo relativo a dispensa de armadura transversal medidos com os valores do ensaio, com coeficiente de segurança

VRd,2 - força cortante resistente de cálculo relativo a dispensa de armadura transversal, medido com os valores de projeto, com coeficiente de segurança

A seguir na figura 6.23, é possível verificar a diferença qualitativa entre os resultados de força cortante relativo a dispensa da armadura transversal.

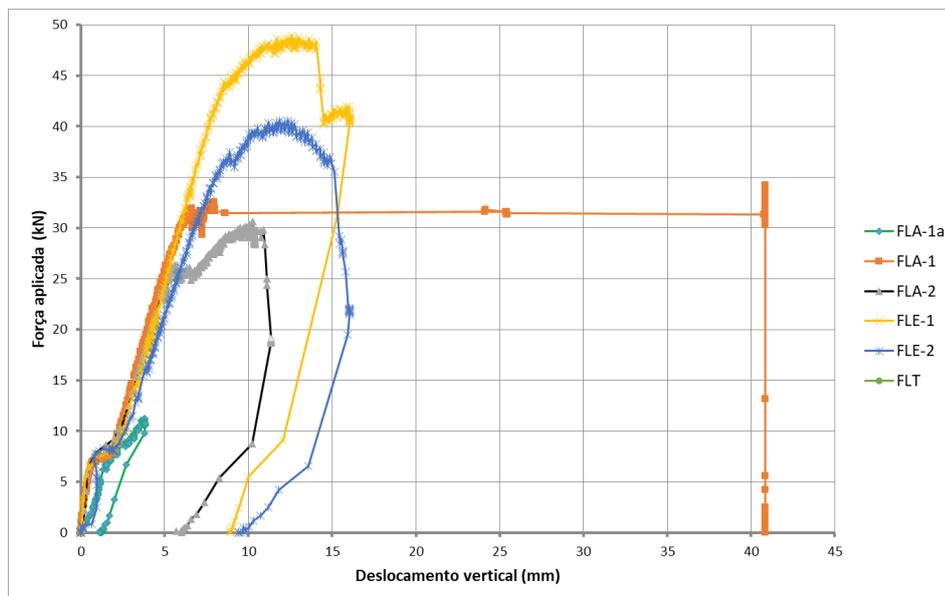
Figura 6.23: Força cortante experimental e relativo a dispensa da armadura transversal.



Fonte: próprio autor

A figura 6.24 a seguir apresenta uma comparação gráfica entre os modelos analisados com relação à força aplicada vs. deslocamento.

Figura 6.24: Comparação gráfica entre os modelos analisados com relação a força aplicada vs. deslocamento.



Fonte: próprio autor

6.3 RESULTADOS: ENSAIO À FLEXÃO

Para o ensaio à flexão, são apresentadas as características geométricas finais das peças, os gráficos dos valores de força aplicada em função do deslocamento, as cargas de ruptura, os momentos máximos, momentos de fissuração e deslocamentos verticais.

6.3.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS MODELOS

Primeiramente fez-se necessário realizar a medição das características geométricas reais dos modelos, tais como, altura total (H), largura (bf), capa (hf), bw, e comprimento total (l). Na tabela 6.8 são apresentadas as características geométricas finais das peças ensaiadas.

Tabela 6.8: Características geométricas.

Faixa de Laje	Vão efet (cm)	bf (cm)	bw (cm)	hf (cm)	H_total (cm)
H11_a	216	45	9,5	3	11,5
H11_b	216	45	9	3	11,5
H16_a	216	43,5	9,5	4,5	16,5
H16_b	216	43,5	9,5	4,5	16,5

6.3.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO DOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

Para a caracterização do concreto, foram moldados 6 (seis) corpos de prova. Os resultados do ensaio de ruptura para a determinação da resistência mecânica à compressão são os mesmos dos resultados dos experimentos de ensaio à força cortante conforme seção 6.2.2 deste trabalho.

6.3.3 DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento dos modelos idealizados foi considerado a resistência do concreto à compressão (f_c) igual a 20 MPa, considerando barras de aço CA 60, contudo após os ensaios de ruptura dos corpos de prova foi refeito o dimensionamento com a média da resistência à compressão do concreto retirada do ensaio, (f_c) de 38,128 MPa, assim sendo recalculado o $f_{ct,m}$ (resistência média à tração do concreto), E_c (módulo de elasticidade do concreto), e por fim o I_c (momento de inércia).

Foram utilizadas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), bem como os coeficientes de ponderações das ações no estado limite último, apresentados na tabela 11.1 e 11.2 da referida norma.

Foram verificadas as condições de momento resistente máximo, momento de fissuração, além da estimativa do deslocamento vertical com a carga máxima com coeficiente de segurança. A tabela 6.9 apresenta os resultados do dimensionamento.

Tabela 6.9 Características de projeto dos modelos.

Faixas de laje	M_{rd} (kN.m)	M_r (kN.m)	δ (cm)
H11_a H11_b	1,33	0,59	1
H16_a H16_b	4,63	1,26	1,29
<i>M_{rd} - Momento resistente máximo com as características do modelo idealizado</i>			
<i>M_r - Momento de fissuração com as características do modelo idealizado</i>			
<i>δ - Flecha máxima para momento resistente máximo com as características do modelo idealizado</i>			

6.3.4 EXPERIMENTO: H11_A

O experimento H11_a, refere-se ao modelo que possui H total de 11 cm. A figura 6.25 apresenta a seção transversal e seus respectivos esquemas de ensaio no pórtico de reação.

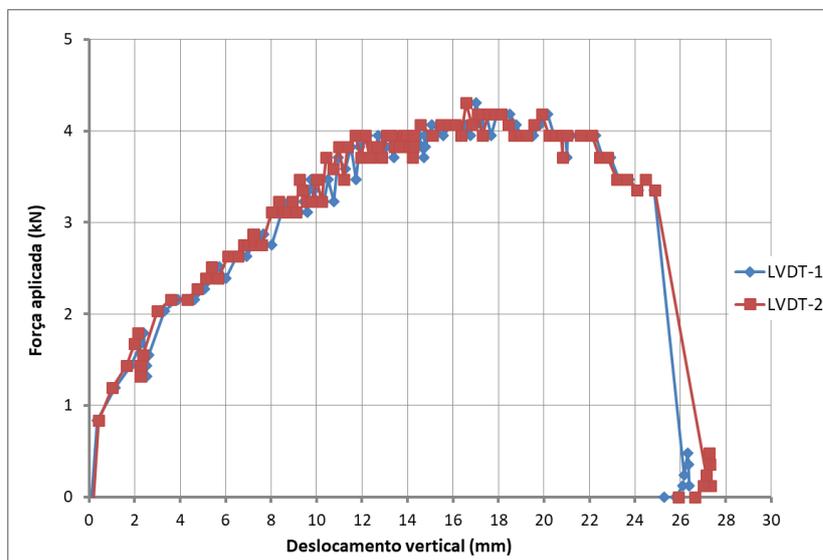
Figura 6.25: Detalhe do ensaio à flexão: H11_a.



Fonte: próprio autor

O experimento H11_a, foi submetido a um apoio móvel, Na figura 6.26 são mostrados as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.26: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H11_a.



Fonte: próprio autor

Foi possível verificar durante o ensaio do experimento H11_a que os instrumentos de leitura de deslocamento vertical (LVDT), estavam obtendo leituras relativamente uniformes entre si.

6.3.5 FISSURAS

O experimento H11_a, foi levado à ruptura e posteriormente após a retirada do experimento do pórtico de reação foi possível observar a configuração das fissuras de ruptura na face inferior da vigota conforme figura 6.27.

Figura 6.27: Configuração final de fissuras, após ensaio: H11_a.



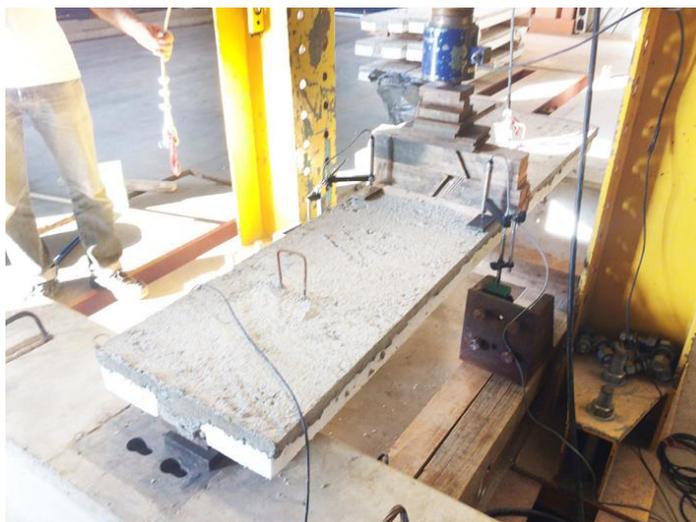
Fonte: próprio autor

Conforme o ensaio executado, o experimento H11_a apresentou fissuras verticais, e sua ruptura se deu por flexão.

6.3.6 EXPERIMENTO: H11_B

O experimento H11_b, refere-se a respectiva repetição da peça H11_a. A figura 6.28 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

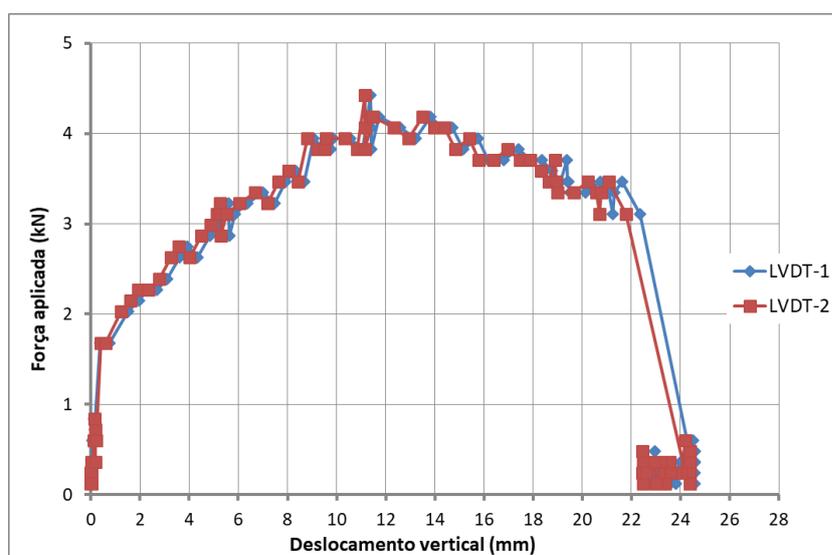
Figura 6.28: Detalhe do ensaio à ruptura: H11_b.



Fonte: próprio autor

O experimento H11_b, foi submetido as mesmas condições do experimento H11_a. Na figura 6.29 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.29: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H11_b.



Fonte: próprio autor

6.3.7 FISSURAS

Após a retirada do experimento H11_b do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. A faixa de laje H11_b, foi levada à ruptura assim, foi possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.30.

Figura 6.30: Configuração final de fissuras, após ensaio: H11_b.



Fonte: próprio autor

Na figura 6.30 é possível observar o estado final de ruptura do experimento H11_b. Fissuras de flexão iniciaram aproximadamente no ponto $l/2$ na face inferior da vigota e caminharam em direção ao ponto de aplicação do carregamento. Por fim, observou-se um padrão análogo de formação de fissuras entre o experimento H11_a e H11_b.

A carga de ruptura foi obtida, considerando aquela para qual ocorreu a queda da pressão manométrica no atuador, portanto considerado a carga máxima e ficando impossível de acréscimos de carga.

6.3.8 EXPERIMENTO: H16_A

O experimento H16_a, refere-se ao modelo que possui H total de 16 cm. A figura 6.31 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

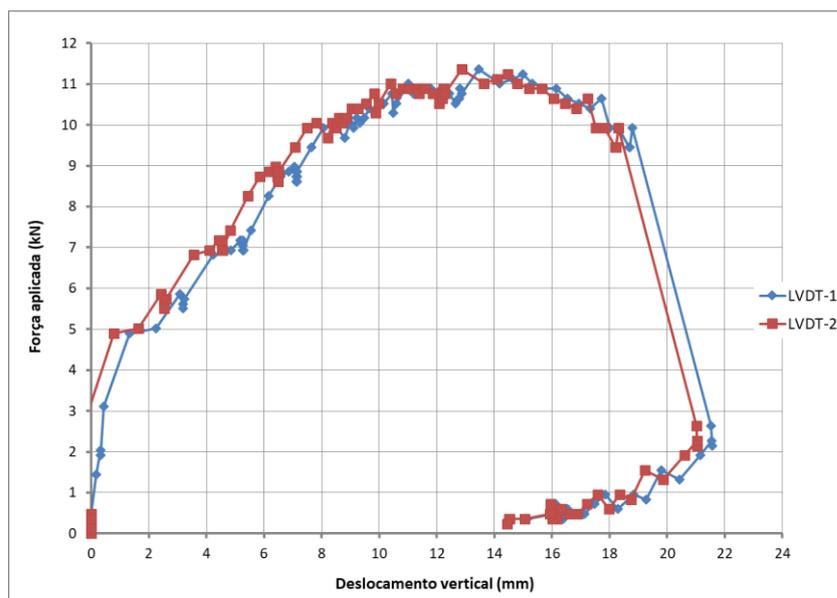
Figura 6.31: Detalhe do ensaio à flexão: H16_a.



Fonte: próprio autor

O experimento H16_a foi submetido as mesmas condições do experimento H11_b. Na figura 6.32 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.32: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H16_a.



Fonte: próprio autor

6.3.9 FISSURAS

Após a retirada do experimento do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. O experimento H16_a, foi levada à ruptura, sendo assim possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.33.

Figura 6.33: Configuração final de fissuras, após ensaio: H16_a.



Fonte: próprio autor

6.3.10 EXPERIMENTO: H16_B

O experimento H16_b, refere-se a respectiva repetição da peça H16_a. A figura 6.34 apresenta a seção transversal e seu respectivo esquema de ensaio no pórtico de reação.

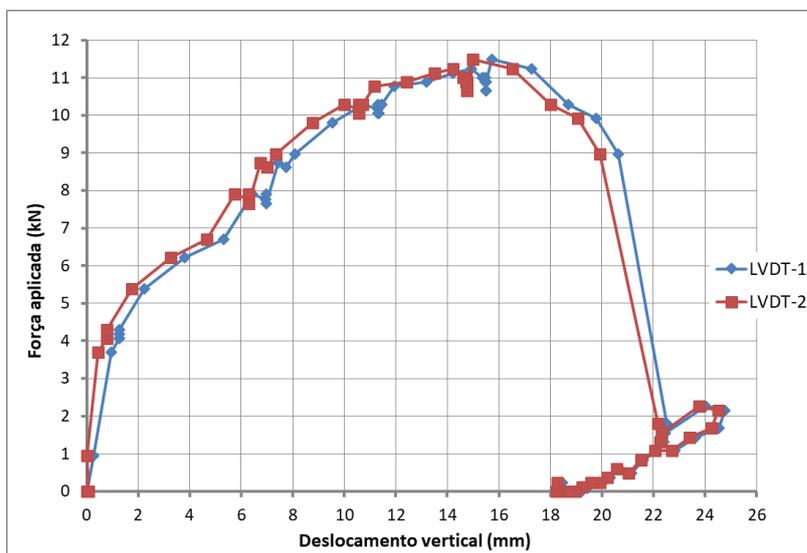
Figura 6.34: Detalhe do ensaio à flexão: H16_b.



Fonte: próprio autor

O experimento H16_b, foi submetido as mesmas condições do experimento H16_a. Na figura 6.35 são mostradas as curvas de força aplicada vs. deslocamento vertical medido pelos instrumentos.

Figura 6.35: Força aplicada vs. deslocamento vertical: H16_b.



Fonte: próprio autor

Após a retirada do experimento do pórtico de reação, foi retirado o EPS com uma espátula e observada às fissuras na peça. O experimento H16_b, foi levada à ruptura, sendo assim possível observar as configurações finais das fissuras na face inferior e lateral da vigota treliçada, figura 6.36.

Figura 6.36: Configuração final de fissuras, após ensaio: H16_b.



Fonte: próprio autor

Na figura 6.36 é possível observar o estado final de ruptura do experimento H16_b, fissuras de flexão iniciaram aproximadamente no ponto $l/2$ na face inferior da vigota e caminharam em direção ao ponto de aplicação do carregamento. Por fim, observou-se um padrão análogo de formação de fissuras entre o experimento H16_a e H16_b.

6.3.11 CARGAS DE RUPTURA: EXPERIMENTAL

A tabela 6.10 apresenta os valores de carga de ruptura para os experimentos ensaiados.

Tabela 6.10: Cargas de ruptura.

Faixa de laje	$P_{u,exp}$ (kN)
H11_a	4,30
H11_b	4,42
H16_a	11,36
H16_b	11,48

Fonte: próprio autor

A tabela 6.11 apresenta os valores experimentais de momento máximo e de fissuração para as condições, com a utilização de coeficiente de segurança e sem, além da hipótese de projeto.

Tabela 6.11: Momentos máximos e de fissuração.

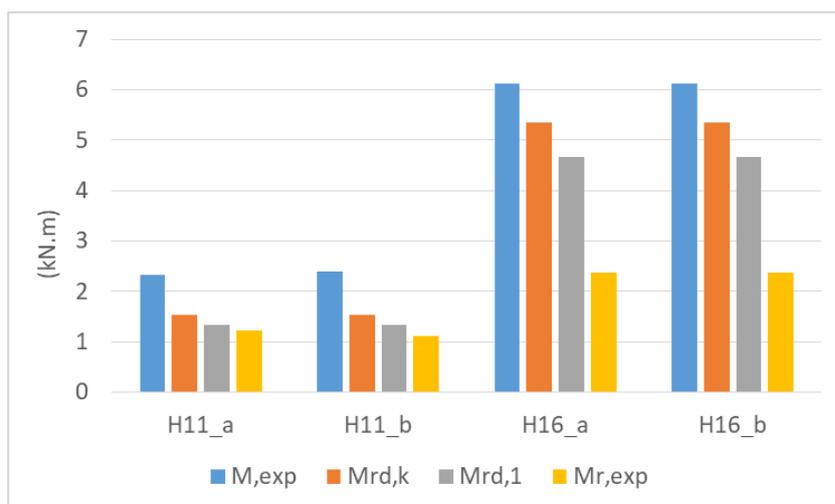
Faixa de laje	M_{exp} (kN.m)	$M_{rd,k}$ (kN.m)	$M_{rd,1}$ (kN.m)	$M_{r,exp}$ (kN.m)
H11_a	2,32	1,53	1,34	1,23
H11_b	2,39	1,53	1,34	1,12
H16_a	6,13	5,36	4,66	2,38
H16_b	6,13	5,36	4,66	2,38

M_{exp} - Momento máximo experimental.
M_{rd,k} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas sem coef de segurança
M_{rd,1} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas com coef de segurança
M_{r,exp} - Momento de fissuração com as características das peças e valores do ensaio

Fonte: próprio autor

A seguir na figura 6.37, é possível verificar a diferença qualitativa entre os resultados de momentos máximos e de fissuração.

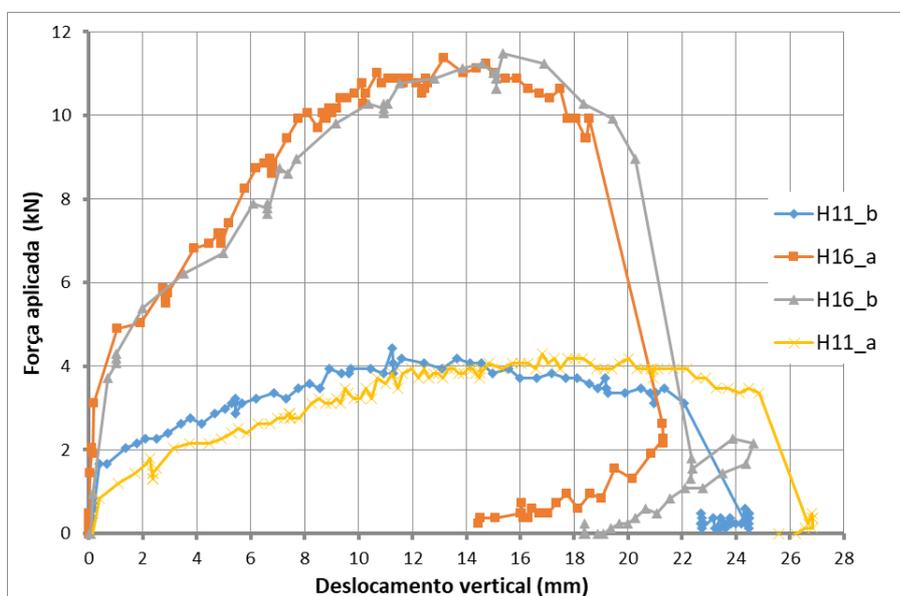
Figura 6.37: Momentos máximos e de fissuração.



Fonte: próprio autor

A seguir, a figura 6.38 apresenta uma comparação gráfica entre os modelos analisados com relação à força aplicada vs. deslocamento.

Figura 6.38: Comparação gráfica entre os modelos H11_a, H11_b, H16_a e H16_b com relação a força aplicada vs. deslocamento.



Fonte: próprio autor

7. ANÁLISE DO RESULTADOS

7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo são analisados os resultados dos experimentos de ruptura à força cortante nos diferentes modelos ensaiados, bem como os resultados dos experimentos de ruptura à flexão.

7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS À FORÇA CORTANTE

Neste item são analisados os deslocamentos verticais, as cargas últimas experimentais e calculadas, força cortante última, e momentos de fissuração. As cargas, últimas, força cortante última, momentos resistentes e de fissuração, foram estimados com os requisitos e recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), além dos respectivos coeficientes de segurança.

7.2.1 DESCLOCAMENTOS VERTICAIS

Todos os deslocamentos medidos tiveram seu aumento quando do acréscimo de carregamento e os maiores deslocamentos foram registrados quando da aplicação da carga última. A seguir na tabela 7.1 são apresentados os valores de deslocamento máximos de cada transdutor e a respectiva média.

Tabela 7.1: Deslocamentos verticais.

FLA-1a		FLA-1		FLA-2	
Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)
LVDT-1	5,05	LVDT-1	42,54	LVDT-1	11,42
LVDT-1	2,61	LVDT-1	39,2	LVDT-1	11,3
Média	3,83	Média	40,87	Média	11,36
FLE-1		FLE-2		FLT	
Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)
LVDT-1	16,77	LVDT-1	15,86	LVDT-1	15,21
LVDT-1	15,32	LVDT-1	16,26	LVDT-1	15,07
Média	16,04	Média	16,06	Média	15,14

Os maiores deslocamentos foram observados no experimento FLA-1, cujo valor médio entre os 2 (dois) LVDT's instrumentados foi de 40,87 mm. Verifica-se em todos os

experimentos que, a partir da carga aplicada de 6 kN ocorre uma mudança de inclinação do gráfico, indicando assim o ponto onde ocorreu o momento de fissuração.

7.2.2 CARGAS: EXPERIMENTAL E CALCULADA

A seguir na tabela 7.2 são apresentadas as relações dos resultados dos valores de carga última experimental, confrontados com os valores calculados.

Tabela 7.2: Relações de carga última experimental e calculada.

Faixa de laje	$P_{u,exp} / P_{u,teórico}$
FLA-1	1,216
FLA-2	1,22
FLE-1	1,968
FLE-2	1,487
FLT	1,443

P_{u,exp} - Carga última experimental
P_{u,teórico} - Carga última teórica com coeficiente de segurança e medidas características

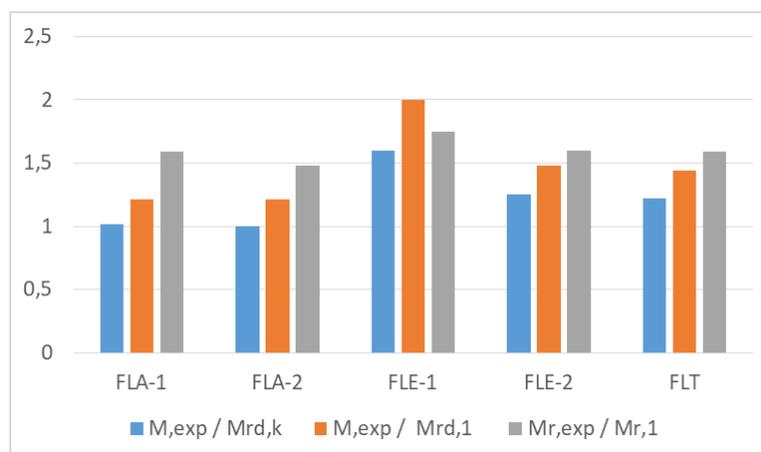
Os valores de carga última experimental para cada modelo ensaiado mostraram-se satisfatórios quando confrontado com a carga última calculada. Resultando em coeficientes entre 1,216 e 1,968. As maiores aplicações de cargas ocorreram nos experimentos FLE-1 e FLE-2, que possuíam em sua estrutura os estribos convencionais, com fechamento de seus ramos na região de tração e compressão. A seguir na tabela 7.3 são apresentados os valores de momento último experimental, confrontados com os valores calculados resistentes e de fissuração. Cálculos feitos utilizando $f_{ct,m}$.

Tabela 7.3: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.

	$M_{,exp} / M_{rd,k}$	$M_{,exp} / M_{rd,1}$	$M_{r,exp} / M_{r,1}$
FLA-1	1,02	1,21	1,59
FLA-2	1	1,21	1,48
FLE-1	1,6	2	1,75
FLE-2	1,25	1,48	1,6
FLT	1,22	1,44	1,59

M_{,exp} - Momento máximo experimental.
M_{rd,k} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas sem coef de segurança
M_{rd,1} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas com coef de segurança
M_{r,exp} - Momento de fissuração com as características das peças e valores do ensaio
M_{r,1} - Momento de fissuração relativo as características geométricas e valores de projeto

A seguir na figura 7.1, é possível verificar a diferença qualitativa entre as relações dos momentos experimentais, resistentes e de fissuração.

Figura 7.1: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.

Fonte: próprio autor

Os valores experimentais correspondentes ao momento resistente último (M_{exp}), calculado pela ABNT NBR 6118 (2014), mostraram-se satisfatórios, quando confrontados com o momento resistente calculado ($M_{rd,1}$) resultando em coeficientes entre 1,21 e 2,0.

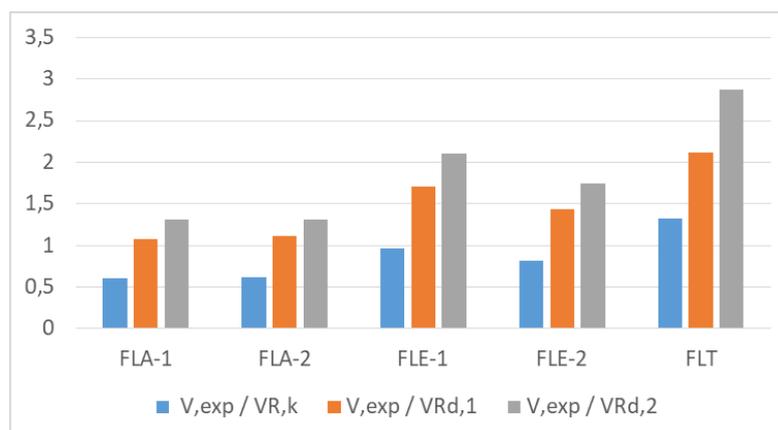
Os valores experimentais correspondentes ao momento de fissuração, ($M_{r,exp}$), quando comparadas as estimativas de projeto ($M_{r,1}$), mostraram-se satisfatórios, resultando em coeficientes entre 1,48 e 1,75. A seguir na tabela 7.4, são apresentados os valores de força cortante última experimental, confrontados com os valores calculados. Cálculos feitos utilizando $f_{ct,m}$.

Tabela 7.4: Relações de força cortante experimental última e calculada.

Faixa de laje	V_{exp} / VR_{k}	$V_{exp} / VR_{d,1}$	$V_{exp} / VR_{d,2}$
FLA-1	0,61	1,08	1,31
FLA-2	0,62	1,11	1,31
FLE-1	0,97	1,71	2,1
FLE-2	0,81	1,44	1,75
FLT	1,33	2,12	2,87

V_{exp} - força cortante máxima experimental.
VR_k - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores medidos do ensaio, sem coeficiente de segurança
VR_{d,1} - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores medidos do ensaio, com coeficiente de segurança
VR_{d,2} - força cortante resistente de cálculo relativo aos valores de projeto, com coeficiente de segurança

A seguir na figura 7.2, é possível verificar a diferença qualitativa entre as relações de força cortante experimental última e calculada.

Figura 7.2: Relações de força cortante experimental última e calculada.

Fonte: próprio autor

Os valores de força cortante relativo à ruína por tração diagonal pela ABNT NBR 6118 (2014), quando comparadas a força cortante experimental última, mostraram-se pouco satisfatórios para o experimento FLA-1, que resultou em um coeficiente de 1,08, assim como, FLA-2 com 1,11.

O experimento FLE-1 resultou em um coeficiente de 1,71, bem como FLE-2, resultou em um coeficiente de 1,44. Por fim, o experimento FLT, resultou em um coeficiente de 2,12. Na tabela 7.5 são apresentados os resultados dos valores experimentais de força cortante última, relativo a dispensa de armadura transversal confrontados com os valores calculados. Cálculos feitos utilizando $f_{ct,m}$.

Tabela 7.5: Relações de força cortante última experimental e calculado.

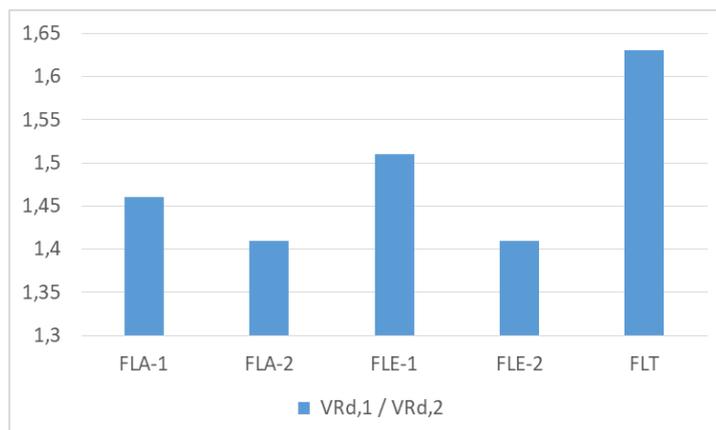
Faixa de laje	$VR_{d,1} / VR_{d,2}$
FLA-1	1,46
FLA-2	1,41
FLE-1	1,51
FLE-2	1,41
FLT	1,63

VR_{d,1} - força cortante resistente de cálculo relativo a dispensa de armadura transversal medidos com os valores do ensaio, com coeficiente de segurança

VR_{d,2} - força cortante resistente de cálculo relativo a dispensa de armadura transversal, medido com os valores de projeto, com coeficiente de segurança

Na figura 7.3, é possível verificar a diferença qualitativa entre as relações de força cortante última experimental e calculado.

Figura 7.3: Relações de força cortante experimental última e calculada.



Fonte: próprio autor

As estimativas correspondentes aos valores de força cortante relativo a dispensa de armadura transversal pela ABNT NBR 6118 (2014), quando comparadas aos valores experimentais, mostraram-se satisfatórios, resultando em coeficientes entre 1,41 e 1,63.

7.2.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS ENSAIOS À FORÇA CORTANTE

Com relação ao comportamento das leituras dos LVDT's para o experimento FLA-1 quando da utilização do neoprene como apoio para o experimento, as leituras do equipamento foram discrepantes conforme se observa na figura 5.11, a conclusão é de que o neoprene estava permitindo a rotação do experimento durante a aplicação da carga.

Verifica-se nos gráficos de força aplica vs. deslocamento para todos os experimentos de ruptura à força cortante que, a partir da carga aplicada entre 5 kN e 6 kN, ocorreu uma mudança de inclinação da curva no gráfico, indicando assim o ponto onde ocorreu o momento de fissuração. Estes valores corroboram com os momentos de fissuração calculados com os requisitos e recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), conforme tabela 6.11.

Os valores experimentais correspondentes aos momentos de fissuração quando comparadas as estimativas de projeto dos experimentos à força cortante mostraram-se satisfatórios, resultando em coeficientes entre 1,6 e 1,75, portanto os valores de momentos de fissuração calculados utilizando as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), podem ser considerados muito conservadores.

Na comparação de gráficos de força aplicada vs. deslocamento, para os experimentos à força cortante, contido na seção 6.3.11, figura 6.38 apesar da taxa de armadura longitudinal ser a mesma para os experimentos FLA-1 e FLA-2, e o carregamento último para ambos estarem muito próximos, os valores de deslocamento vertical diferem entre si, sendo FLA-1 com deslocamento vertical de aproximadamente 40 mm na ruptura e

FLA-2 com deslocamento vertical de aproximadamente 12 mm na ruptura. Essa diferença de comportamento se deve ao fato de que o experimento foi carregado de forma lenta, possibilitando que o experimento FLA-1 tivesse mais tempo para escoar.

Os valores de cortante máxima experimental e ruína por tração diagonal conforme modelo da ABNT NBR (6118), mostra que a adição de estribos à vigota treliçada no experimento FLE-1, aumentou em 36% sua resistência à força cortante e no experimento FLE-2 aumentou em 13,2% sua resistência à força cortante com relação ao experimento FLT, (que não possui estribos). Corroborando assim, com a constatação de Melo (2003, p 112) conforme tabela 5.17, de que a adição de estribos à uma vigota pré-fabricada aumenta a sua resistência em 16%.

Por meio da observação das fissuras diagonais críticas em todos os experimentos à força cortante, confirma-se similaridade nos padrões das fissuras na região do cisalhamento com ângulos entre 30 e 45 graus. Desta forma é possível afirmar que a ruptura de todos os experimentos, com exceção de FLA-1 (que não foi levada à ruptura), se deu por cisalhamento por tração diagonal, ocorrendo também fissuras de flexão. O que confirma o pré-dimensionamento.

O experimento FLT foi produzido com uma particularidade diferente do restante dos modelos. A armadura de flexão adicional foi colocada por cima da vigota, o que demandou uma mudança de altura da linha neutra, logo a taxa de armadura longitudinal ficou em 1,85% em detrimento das faixas de laje FLA-1, FLA-2, FLE-1, FLE-2, que utilizaram uma taxa de 1,53%. Este fator, melhorou em 18,3% a capacidade de resistência à força cortante em relação à FLA-1 para o cálculo relativo a dispensa de armadura transversal com os valores calculados com os coeficientes de segurança conforme ABNT NBR 6118 (2014), os resultados estão contidos na seção 6.2.8, tabela 6.7 deste trabalho. Assim, é possível concluir que o valor de força cortante relativo à dispensa de armadura transversal no experimento FLT foi altamente influenciado pela taxa de armadura longitudinal.

O experimento FLT, possuindo apenas a armadura treliçada, obteve resultados com relação à força cortante última de 18% superior à força cortante última do experimento FLA-1, e 17% superior para o experimento FLA-2, para os valores calculados com coeficiente de segurança conforme ABNT NBR 6118 (2014). O que conduz a resultados insatisfatórios com relação à expectativa da eficiência do arranjo de armadura transversal proposto. Portanto, a presença da armadura de cisalhamento pré-fabricada nos experimentos FLA-1 e FLA-2, não permitiu que estas obtivessem eficiência equivalente aos estribos convencionais. O que também confirma que o modelo de cálculo de ruína por tração diagonal conforme a ABNT NBR 6118 (2014) seção 17.4.2.2 não é aplicável para tal arranjo.

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS À FLEXÃO

Neste item são analisados os resultados dos experimentos de ruptura à flexão nos diferentes modelos ensaiados. São analisados os deslocamentos verticais, as cargas últimas e os momentos resistentes e de fissuração.

As cargas últimas e momentos foram estimados com os requisitos e recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), além dos respectivos coeficientes de segurança.

7.3.1 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Todos os deslocamentos medidos tiveram seu aumento quando do acréscimo de carregamento e os maiores deslocamentos foram registrados quando da aplicação da carga última. A seguir na tabela 7.6 são apresentados os valores de deslocamento máximos de cada transdutor e a respectiva média.

Tabela 7.6: Deslocamentos verticais.

H11_a		H11_b	
Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)
LVDT-1	26,374	LVDT-1	24,588
LVDT-1	27,316	LVDT-1	24,393
Média	26,845	Média	24,49

H16_a		H16_b	
Transdutor	Desloc. máx (mm)	Transdutor	Desloc. máx (mm)
LVDT-1	21,55	LVDT-1	24,776
LVDT-1	21,039	LVDT-1	24,516
Média	21,3	Média	24,646

Verifica-se no experimento H11_a, cujo valor médio entre os 2 (dois) LVDT`s instrumentados foi de 26,845 mm, obteve um deslocamento vertical 9,6% superior ao experimento H11_b. De forma análoga, o experimento H16_b, cujo valor médio entre os 2 (dois) LVDT`s instrumentados foi de 24,646 mm, obteve um deslocamento vertical 15,7% superior ao experimento H16_a.

7.3.2 CARGAS: EXPERIMENTAL E ESTIMATIVAS

A seguir são apresentados os valores de carga última experimental, confrontados com a carga última estimada medida com os valores característicos das peças ensaiadas com coeficiente de segurança.

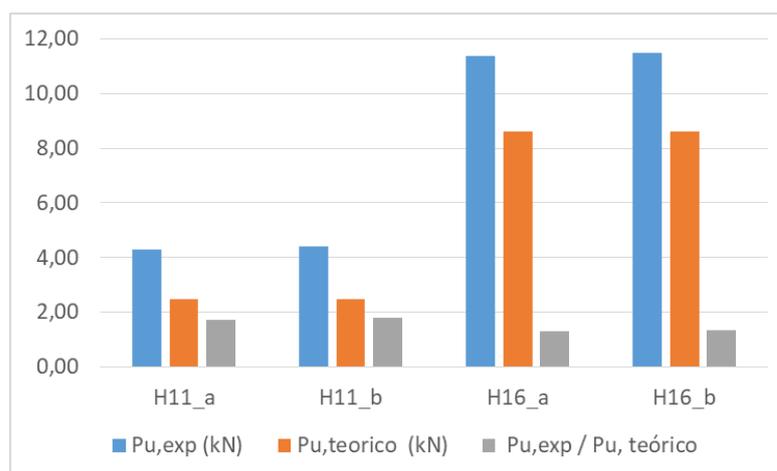
Tabela 7.7: Relações de carga última, experimental e estimada.

Faixa de laje	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,teorico}$ (kN)	$P_{u,exp} / P_{u,teórico}$
H11_a	4,30	2,48	1,734
H11_b	4,42	2,48	1,782
H16_a	11,36	8,62	1,318
H16_b	11,48	8,62	1,332

$P_{u,exp}$ - Carga última experimental

$P_{u,teórico}$ - Carga última medida com valores característicos dos ensaios, com coeficiente de segurança

Na figura 7.4 é possível verificar a diferença qualitativa entre as relações de carga última, experimental e com os característicos medidos.

Figura 7.4: Relações de carga última experimental e características.

Fonte: próprio autor

Os valores de carga última experimental para cada modelo ensaiado mostraram-se satisfatórios quando confrontado com as estimativas de carga última com coeficiente de segurança medidos com os valores característicos. Resultando em coeficientes entre 1,318 e 1,782.

A seguir na tabela 7.8 são confrontados os valores de momentos de inércia dos modelos idealizados confrontados com os valores reais.

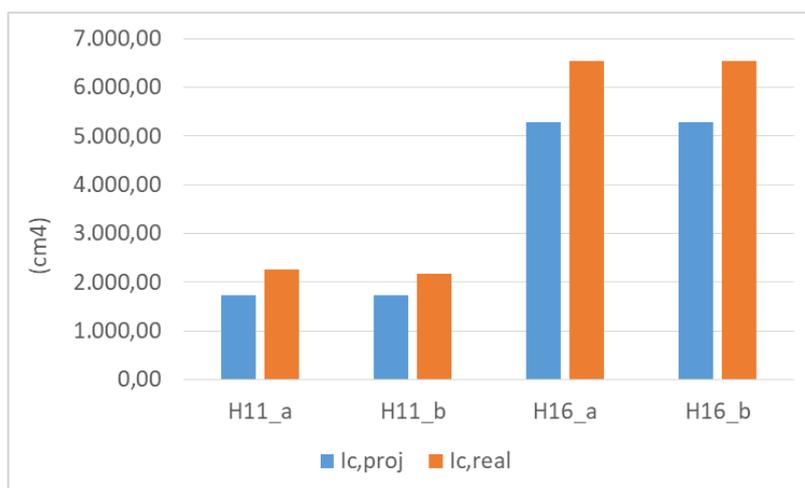
Tabela 7.8 Momento de inércia dos modelos de projeto e real.

Faixa de laje	$I_{c,proj}$ (cm ⁴)	$I_{c,real}$ (cm ⁴)
H11_a	1.719,70	2.258,22
H11_b	1.719,70	2.176,36
H16_a	5.285,84	6.550,16
H16_b	5.285,84	6.550,16

I_{c,proj} - Momento de Inércia de projeto
I_{c,real} - Momento de Inércia real da peça

A seguir na figura 7.5 é possível verificar a diferença qualitativa entre os momentos de inércia dos modelos de projeto e real.

Figura 7.5 Momento de inércia dos modelos de projeto e real.



Fonte: próprio autor

Observa-se através da figura 7.5 que os momentos de inércia dos modelos H11_a e H11_b são 31% superior aos modelos idealizados de mesma altura, bem como ao dos modelos H16_a e H16_b são 23% superior aos modelos idealizados de mesma altura.

A seguir na tabela 7.9 são apresentados os resultados dos valores de momento último experimental, confrontados com os valores calculados resistentes e de fissuração. Cálculos feitos utilizando $f_{ct,m}$.

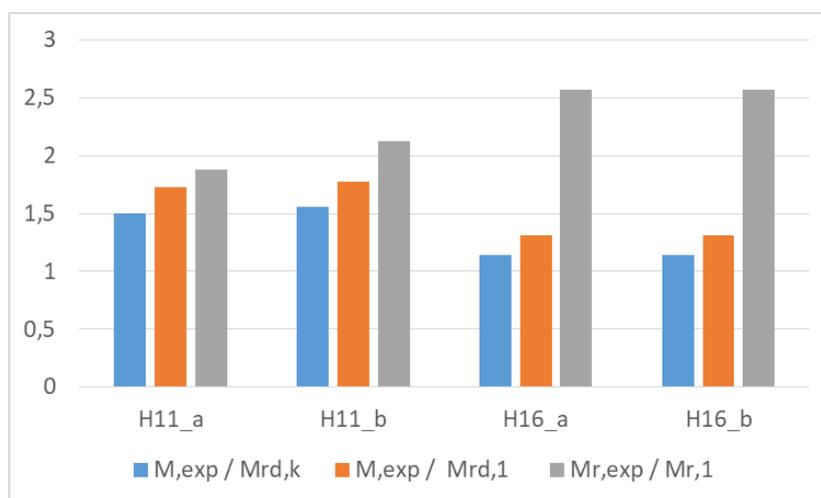
Tabela 7.9 Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.

Faixa de laje	$M_{,exp} / M_{rd,k}$	$M_{,exp} / M_{rd,1}$	$M_{r,exp} / M_{r,1}$
H11_a	1,5	1,73	1,88
H11_b	1,56	1,78	2,13
H16_a	1,14	1,31	2,57
H16_b	1,14	1,31	2,57

M_{,exp} - Momento máximo experimental.
M_{rd,k} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas sem coef de segurança
M_{rd,1} - Momento resistente máximo com as características das peças ensaiadas com coef de segurança
M_{r,exp} - Momento de fissuração com as características das peças e valores do ensaio
M_{r,1} - Momento de fissuração relativo as características geométricas e valores de projeto

A seguir na figura 7.6, é possível verificar a diferença qualitativa entre relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.

Figura 7.6: Relações de momentos experimentais, resistentes e de fissuração.



Fonte: próprio autor

Os valores experimentais correspondentes ao momento resistentes último ($M_{,exp}$), calculado pela ABNT NBR 6118 (2014), mostraram-se satisfatórios, quando confrontados com os momentos resistentes calculados ($M_{rd,1}$) resultando em coeficientes entre 1,14 e 1,5. Os valores experimentais correspondentes aos momentos de fissuração, ($M_{r,exp}$), quando comparadas as estimativas de projeto ($M_{r,1}$), mostraram-se satisfórias, resultando em coeficientes entre 1,31 e 1.78.

7.3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS ENSAIOS À FLEXÃO

Com relação ao comportamento das leituras dos LVDT's para os experimentos H11_a, H11_b, H16_a e H16_b as leituras do equipamento foram análogas entre si, desta forma foi possível verificar que houve uma proporcionalidade de flecha entre os distintos modelos ensaiados.

Com relação as fissuras, apesar de uma taxa de armadura longitudinal baixa $\rho_1 = 0,35\%$ para os experimentos H11_b e H11_b e $\rho_1 = 0,45\%$ para os experimentos H16_a e H16_b, a ruptura total não ocorreu logo ao aparecimento das primeiras fissuras, atingindo assim a tensão de escoamento antes da ruptura.

Com relação aos momentos de inercia dos modelos H11_a e H11_b que são 31% superior aos modelos idealizados de mesma altura, bem como ao dos modelos H16_a e H16_b que são 23% superior aos modelos idealizados de mesma altura. Estas diferenças percentuais se devem ao fato dos modelos reais terem características geométricas diferentes das idealizadas, o que ocasionou momentos de inércia superiores aos previstos.

Os valores experimentais correspondentes ao momento resistente último ($M_{r,exp}$), dos experimentos de ruptura à flexão calculado pela ABNT NBR 6118 (2014), mostraram-se satisfatórios, quando confrontados com os momentos resistentes calculados ($M_{r,d,1}$) resultando em coeficientes entre 1,14 e 1,5. Portanto os valores de momentos de fissuração calculados utilizando as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014) estão dentro dos limites aceitáveis.

Os valores experimentais correspondentes aos momentos de fissuração, ($M_{r,exp}$), quando comparadas as estimativas de projeto ($M_{r,1}$), mostraram-se satisfatórios, resultando em coeficientes entre 1,31 e 1,78, portanto os valores de momentos de fissuração calculados utilizando as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), estão dentro dos limites aceitáveis.

8. CONCLUSÕES

O presente trabalho abordou um estudo teórico-experimental dividido em duas fases. A primeira foi o ensaio à força cortante para a avaliação de um arranjo de armadura transversal para lajes com vigotas treliçadas, com o objetivo de investigar o seu desempenho e comportamento mecânico.

A segunda foi o ensaio à flexão de lajes com vigotas treliçadas com o objetivo exploratório de verificar sua capacidade resistiva e confrontar os valores experimentais aos valores calculados pela NBR 6118 (2014). Também foram avaliados distintos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal e o mecanismo complementar de treliça gerado pela contribuição do concreto (V_c).

Segundo os resultados obtidos quanto a análise dos modelos de cálculo à força cortante e dos experimentos ensaiados, pode-se concluir que:

Quanto a avaliação dos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, as diferenças percentuais entre os modelos podem ser consideradas estatisticamente significativas, podendo ser considerado o modelo de cálculo da ABNT NBR 6118 (2014) um modelo conservador quando comparado aos modelos de cálculo do ACI 318 (2014), CSA A23.3 (2004) e Zsutty (1968) com 2,5h para alturas superiores a H12. Contudo, o modelo mais conservador foi o EFHE (2004) com uma diferença percentual significativa de 130% com relação ao ACI 318 (2014) para H35.

Quanto a variação dos valores de f_{ck} nos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, é mantido um comportamento linear com relação ao comportamento dos modelos de cálculo com $f_{ck} = 25$ MPa. O ganho percentual em média da mudança para um f_{ck} superior, (na ordem de 5 MPa), é em torno de 10% a 15%, para qualquer um dos modelos analisados. Desta maneira a conclusão é de que, a mudança para um f_{ck} superior, (na ordem de 5 MPa), não gera um ganho abrupto de resistência à força cortante, bem como a mudança para um f_{ck} inferior, na mesma ordem de grandeza, não gera uma perda abrupta de resistência à força cortante. Portanto, corroborando com a afirmação de que a utilização de uma armadura transversal em lajes com vigotas treliçadas em uma determinada faixa do vão efetivo, pode ser um meio mais eficaz para se obter ganhos significativos de resistência à força cortante.

Quanto a avaliação do mecanismo complementar de treliça (V_c), fica claro que os resultados de cálculo da parcela V_c extraídos dos modelos de cálculo, divergem um dos outros em uma proporção menor quando comparado aos resultados de cálculo da avaliação dos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, também fica evidente que o modelo do ACI-318 (2014) se mantém como o modelo menos conservador em detrimento dos outros modelos analisados.

Quanto a análise de variância ANOVA, apesar de ser contundente em não rejeitar a hipótese nula, com $\alpha = 5\%$, com base em Ferreira e Patino (2015), foi feito outro teste ANOVA com um nível de significância $\alpha = 20\%$. Os resultados mostraram que existem diferenças significativas para as resistências médias dos distintos modelos de cálculo, tornando evidente que os modelos de cálculo analisados não convergem a valores similares quando é imposto o aumento da altura útil, taxa de armadura longitudinal ou a resistência característica à compressão para se obter ganhos significativos na resistência à força cortante.

Com relação aos modelos fabricados pela Lajotec – Indústria e Comércio de Artefatos de Concreto Ltda, pode-se verificar que a qualidade do concreto utilizado na concretagem das vigotas e a capa dos modelos FLA-1, FLA-2, FLE-1, FLE-2 e FLT é 90,64% superior à resistência característica à compressão do concreto exigida pela ABNT NBR 14859-1 item 4.3.1 que é de 20 MPa. Possuindo assim um padrão de qualidade muito superior a exigida por norma.

Com relação ao processo para se armar o arranjo de armadura à força cortante ensaiado, verificou-se ao longo da montagem dos experimentos que o processo foi análogo ao citado no item 3.7 deste trabalho, diferentemente da colocação de estribos fechados na armação treliçada, cujo processo mostrou-se viável, contudo, lento e descontínuo durante a montagem.

Finalmente, o arranjo de armadura avaliado nos experimentos não apresentou um comportamento análogo ao dos estribos convencionais e, apesar da comprovada deficiência do modelo de detalhamento proposto, concluiu-se que a utilização de estribos fechados em lajes com vigotas treliçadas é o meio com maior eficiência para o combate dos esforços oriundos das tensões de cisalhamento.

Assim, a principal conclusão por meio dos experimentos é que, deve-se evitar o uso de estribos verticais de ramos abertos na região de tração pois a dobra em ângulo reto e o trecho terminal horizontal da armadura de cisalhamento pré-fabricada avaliada não equilibram os esforços de tração provocados pela inclinação transversal das diagonais

comprimidas, assim não permitindo o apoio dessas diagonais às barras longitudinais de flexão.

Com base nos experimentos recomenda-se manter a orientação da ABNT NBR 6118 (2014), seção 19.4.2 que limita a tensão na armadura transversal passiva (f_{ywd}) em 250 MPa para lajes com espessura até 15 cm, uma vez que a área de aço da armadura senoidal da treliça é levada em conta em sua totalidade quando do dimensionamento à força cortante.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As principais sugestões para a continuidade deste trabalho são apresentadas a seguir:

Elaboração de um modelo numérico computacional, simulando o comportamento da armadura transversal pré-fabricada com as mesmas condições de contorno dos experimentos realizados para confrontar os valores experimentais e de cálculo.

Planejamento de novos ensaios utilizando a armadura de cisalhamento pré-fabricada em todo vão efetivo, com concreto dosado em laboratório com rigoroso controle da resistência à compressão, relação água/cimento e granulometria do agregado graúdo.

Avaliação dos modelos de resistência de cálculo, relativa a lajes sem armadura transversal, com os valores alcançados nos experimentos.

Avaliação do mecanismo complementar de treliça, a parcela V_c com os distintos modelos de cálculo avaliados com os valores alcançados nos experimentos.

E por fim, planejamento de um ensaio específico para caracterizar o ângulo de inclinação mais correto da armadura senoidal da armação treliçada, para que possa haver uma efetividade completa de seu aproveitamento em absorver os esforços oriundos das tensões de cisalhamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro, 1978.

_____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** - procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto** - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 14860-1: **Laje Pré-Fabricada – Pré-Laje – Requisitos Parte -1**. Lajes Unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14860-2: **Laje Pré-Fabricada – Pré-Laje – Requisitos Parte -1**. Lajes Bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14862:2002 - **Armaduras treliçadas eletrossoldadas** - Requisitos Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14859-1 **Laje pré-fabricada** - Requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14859-2 **Laje pré-fabricada** - Requisitos – Parte 2: bidirecionais. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 9062: **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 14859-1 **Lajes pré-fabricadas de concreto. Parte 1: Vigotas, mini painéis e pinéis** – Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 5739-1 **Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ALBUQUERQUE, A.T., MOTA, J.E., CARACAS, J., NOBRE, E.G. **Lajes Treliçadas Protendidas (Pré-Tração)**. In: 1o Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Execução em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2005.

ALVES L. C. S.; CASTILHO, V. C.; COSTA, R. R. R.; LIMA, C. V. **Análise não linear de vigotas treliçadas e vigotas treliçadas protendidas para a fase de montagem**. Revista Ciência & Engenharia/UFU, Uberlândia, v. 22, n. 2, p. 01 – 09, jul. – dez. 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)**. Michigan, USA, 2014.

ASSIS, C. E. A. R. **Análise experimental de lajes treliçadas reforçadas pela face superior**. 211p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás. CMEC – EEC – UFG - Goiânia, GO, 2005.

AVILLA JUNIOR, J. **Contribuição ao projeto e execução de lajes lisas nervuradas pré fabricadas com vigotas treliçadas**. 203p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2009.

ARAÚJO, J. M. **Avaliação dos procedimentos de projeto das lajes nervuradas de concreto armado**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande, n. 3, 2003.

ARCELLOR MITTAL. **Manual técnico de lajes treliçadas**. 42p. Aços Longos. Julho, 2010.

BALÁZS, G. L. Comité Euro-International du Béton. Ceb-Fip. **A historical review of shear**. Shear and Punching shear in Rc and FRC – Technical Report. Bulletin d'Information, n.57. Proceedings of a workshop held on 15-16 October, Salò, Lake Garda, Italy, 2010. 1 - 13 p.

BARBOSA, P. C. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. 110p. Dissertação (Mestrado) USP, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos – SP, 2000.

BOCCHI, C. F. J. **Lajes Nervuradas de concreto armado projeto e execução**. 183p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1995.

BORGES, J.U.A. **Critérios de projeto de lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

BRANSON, D. E. **Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams**. HPR Publication, Alabama Highway Department, U. S. Bureau of Public Roads, 1965.

BUSCARIOLO L. G., CARVALHO R. C., FIGUEIREDO FILHO J. R., FURLAN JUNIOR S. **Estudo experimental do comportamento da região das mesas de lajes com nervuras parcialmente pré- moldadas: Consideração da punção**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto São Paulo, SP, 15p. 2003.

BUIATE, M. **Estudo do comportamento de lajes nervuradas formadas por vigotas de concreto com armação tipo treliçada e vigas de borda**. Dissertação (Mestrado). FECIV. Universidade Federal de Uberlândia. MG, 2004.

BUIATE, M.; LIMA, M. C. V. **Análise do comportamento de lajes nervuradas formadas por vigotas treliçadas e sua interação com as vigas de borda**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, p.14, 3 nov. 2005.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. A23.3-04: **Design of concrete structures**. xviii ed. Ontário: Canadian Standards Association, 2004, 232 p.

CARELLI, J. A. **Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes**. Florianópolis. Dissertação (Mestrado). 162 p. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, 2002.

CARVALHO, R. C.; PARSEKIAN, G. A.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; MACIEL, A. M. **Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, p.12, 3 nov. 2005.

CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R., FURLAN JUNIOR, S. a. **Reações nas vigas de apoio em pavimentos executados com lajes pré-moldadas**. Ibracon. In 40º Congresso Brasileiro do Concreto. RJ. 1998a.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; FURLAN JUNIOR, S. **Processo aproximado para o cálculo de lajes pré-moldadas nervuradas**. III Congresso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, MG. 1998b.

CARVALHO, R.C. E FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4ª edição, 1ª reimpressão, São Carlos, Edufscar, 2014, 415 p.

CARVALHO R. C. **Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré moldadas com nervuras do tipo trilho e treliçadas para pavimentos de edificações**- Relatório final do processo 99/04607-8 – FAPESP –São Carlos. 2000.

CAIXETA, D. P. **Contribuição ao estudo de lajes mistas pré-fabricadas com vigas Treliçadas**. 143p. Dissertação (Mestrado). Unicamp, Campinas – SP, 1998.

CEB-FIP. Comitê Euro-International du Beton. **Shear and Punching shear in Rc and FRC – Technical Report**. Bulletin d'Information, n.57. Proceedings of a workshop held on 15-16 October, Salò, Lake Garda, Italy, 2010. 1 - 13 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1990). **CEB-FIP model code 1990**: design code. London: Published by Thomas Telford, 1993. p. 437.

COSTA, R. D. G. **Análise experimental de lajes treliçadas, armadura mínima longitudinal de tração e reforço pela face superior**. 170p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás. CMEC – EEC – UFG - Goiânia, GO, 2006.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB-FIP model code 1990**. Bulletin d'Information, n. 203. 1991.

CUNHA, M. O. **Recomendações para projetos de lajes formadas por vigotas com armação treliçada**. 119p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2012.

CUNHA, J. C. A. C. **Análise de lajes nervuradas bidirecionais através de modelos simplificados**. 97p. Dissertação (Mestrado). FECIV. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia - MG, 2012.

DI PIETRO, J. E. **Projeto, execução e produção de lajes com vigotes pré-moldados de concreto**. 99p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 1993.

DROPPA JUNIOR, A. **Análise estrutural de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada**. 179p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1999.

DROPPA JÚNIOR, A.; EL DEBS, M. K. **Análise não-linear de lajes pré-moldadas com armação treliçada: Comparação de valores teóricos com experimentais e simulações numéricas em painéis isolados**. in: Congresso Brasileiro do Concreto, 41., 1999, Salvador. Anais... salvador: Ibracon, 1999.

ESPAÑA. Ministério de Fomento. EF-96 - **Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o protensado**, 1997.

ESPAÑA. Ministério de Fomento. EFHE-2004 - **Instrucción de hormigón estructural**, 2004.

ESPAÑA. Ministério de Fomento. EHE-2008 - **Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado estructural realizados com elementos pré-fabricados**, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **prEN 13747-1: Precast concrete products - floor plates for floor systems - Part 1: Common requirements**. 82p. Bruxelas. Draft de Norma, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **prEN 13747-2: Precast concrete products - floor plates for floor systems - Part 2: Specific requirements for reinforced floor plates**. 9p. Bruxelas. Draft de Norma, 2003.

FAZZAN, J. V. **Comportamento estrutural de lajes pré-moldadas treliçadas com adição de resíduos de borracha de pneu**. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista – UNESP, Ilha Solteira, 2011.

FENWICK, R. C. & T. PAULAY. **Mechanisms of shear resistance of concrete beams**. Journal of the Structural Division, 1968. ASCE 94(10): 2235-2350.

FERREIRA, T. R. **Otimização estrutural de lajes formadas por vigotas treliçadas com e sem protensão**. 104 p. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. MG, 2016.

FERREIRA, J. C.; PATINO, C. M. **What does the p value mean?.Continuing education: Scientific Methodology**. Jornal Brasileiro de Pneumologia. Vol.41 n.5 São Paulo, Sept./Oct. 2015.

FILHO, P. F. **Ideias e conceitos básicos de planejamento e análise de experimentos**. São Carlos: Departamento de Estatística, Universidade Federal de São Carlos, 2015. 15 p. Notas de aula.

FIGUEIREDO FILHO, J. R.; SHIRAMIZU, A. K. H. **Projeto, produção e execução de edificações com lajes pré-moldadas treliçadas**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Vol. 4, Num.1, Março 2011, p 123-146.

FORNI, D. **Custos de lajes formadas por vigotas treliçadas considerando a produção, o transporte, a montagem e a concretagem.** 141p. Dissertação (Mestrado). FECIV. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia - MG, 2005.

FLÓRIO, M. C. **Projeto e execução de lajes unidirecionais com vigotas em concreto armado.** 213p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2004.

FLÓRIO, M. C. **Estudo experimental de vigotas pré-moldadas e nervuras de concreto armado para execução de lajes unidirecionais.** Relatório final de iniciação científica 00/11854-0-0, Fapesp. São Carlos, SP. 2001.

FRÉNAIJ, J. W. I. J. **Time-dependent shear transfer in cracked reinforced concrete.** Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, 183 f. Tu Delft: Delft University Of Technology, Delft - Netherlands, 1989.

FURLAN JUNIOR, S. **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e protensão.** 1995. 373 f. Tese (Doutorado) - Curso de Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto. Solicitações tangenciais.** Editora PINI. 1ª edição, 2008, 328 p.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** Editora PINI. 2ª edição, 2013, 405 p.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto.** Editora PINI. 1ª edição, 1995, 382 p.

GASPAR, R. **Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção.** 103p. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP – São Paulo. 1997.

GLANTZ, S. A. **Primer in Biostatistics.** 5ed. New York. Mcgraw-Hill, July, 2002.

JERMANN, A. E. **A técnica do concreto armado e Emilio Baumgart** – Symposium de Estruturas. 1 volume, Instituto nacional de tecnologia. Ministério do Trabalho, Industria e Comercio. Julho, 1944.

JUNIOR, F. O. Q. **Análise de Resistência ao cisalhamento em peças de seções circulares vazadas utilizando a teoria do campo da compressão modificada.** 83p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, Pernambuco, 2014.

KANI, G. N. J. **The riddle of shear failure and its solution.** Journal, n. 61-28, p 441-467-, April 1964.

KATAOKA, L.T. **Estudo experimental da deformação ao longo do tempo de lajes contínuas e simplesmente apoiadas executadas com vigotas pré-moldadas de concreto.** 189p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2005.

KOTSOVOS, M. D. **Compressive force-path method: Unified ultimate limited design of concrete structures.** 1. ed. Springer, 2014.

KUPFER, H. **Extension of truss model by Mörsch by using the principle of minimalwork of deformations.** Schear-Colloquium Stuttgart. 1962.

KURRER, K. E. **The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational.** Ernst & Sohn, 2008.

LEOMOINE, X.; AQUAFI, A. **Bauschinger effect correspondence of experimental test.** pp. 1-4, 2010.

LEONHARDT, F. **On the reduction of shear reinforcement as derived from the Stuttgart shear tests 1961 -1963.** Article - IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht. 1964. pp. 25

LEONHARDT, F; MONNIG, E. (1973), **Lectures about reinforced concrete (Vorlesungen über Massivbau)**, Part 2, pp. 175-217.

LIMA, J. N. **Estudo experimental de lajes nervuradas de concreto armado moldadas in loco com armadura convencional e treliçada simples.** 141p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Tecnologia – Universidade de Brasília, 1999.

LIMA, M. C. V.; CASTILHO, V. C.; GESUALDO, F. A. R. **Vigotas treliçadas protendidas: análise experimental e estudo de escoramento.** In: 3°. Encontro Nacional de Pesquisa Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, 2013.

LOUREIRO, G. J. **Métodos de análise e modelos estruturais de edifícios.** In: **52º Congresso Brasileiro do Concreto**, Ibracon, Fortaleza, 2010.

MELO, J. G. S. **Estudo do cisalhamento nas lajes nervuradas pré-fabricadas com armação treliçada.** 140p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, DF. 2003.

MERLIN, A. J. **Momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por vigotas de concreto protendido.** 114p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

MERLIN, A. J.; EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T.; NETO, N. M. **Análise do Efeito da Protensão em Lajes Pré-moldadas com Armação Treliçada.** In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado, São Carlos, 2005.

MAGALHÃES, F. L. **Estudo dos momentos fletores negativos nos apoios de lajes formadas por elementos pré-moldados tipo nervuras com armação treliçada.** 135p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2001

MARQUESI, M. L. G. **Contribuição ao estudo dos mecanismos resistentes à força cortante em lajes alveolares protendidas.** 2014. 144f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

MESQUITA, V. V.; CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. F.; JUNIOR, S. F. **Escolha da altura de lajes com nervuras pré-moldadas para pavimentos de edificações considerando as verificações do estado limite último e de deformação excessiva.** XXIX Jornada Sudamericana de Ingenieria Estructural. Jubileo Prof. Julio Ricaldoni. Punta Del Este – Uruguay, Noviembre del 2000.

MORSCH, E. **Concrete – Steel Construction (Der Eisenbetonbau)**, Third Edition. New York, 1909. p. 368.

MOREIRA, R. B. **Estudo da ligação de vigotas pré-moldadas protendidas com concreto moldado no local em lajes nervuradas.** 114p. Dissertação (Mestrado), FECIV. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, MG, 2016.

MUNIZ, C. E. **Mais competitivas: lajes treliçadas.** Revista IBRACON, v.1, n.1, p.19-21, julho, agosto. 1991.

NAPPPI, S.C.B. **Análise comparativa entre lajes maciças, com vigotes pré moldados e nervuradas.** 131p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 1993.

NAKAO, R.; CORREA, E. P.; ROCHA, F. P.; SILVA, J. N.; CASTRO JÚNIOR, N.; CARDOSO, C. S. **Lajes pré-fabricadas treliçadas: uma análise experimental regional segundo a nbr 14859.** 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, p.6, 3 nov. 2005.

OKAMURA, H., AND HIGAI, T. **Proposed Design Equation for Shear Strength of R.C. Beams without Web Reinforcement.** Proceedings, Japan Society of Civil Engineering, 300, pp. 131-141. 1980.

PEREIRA, R. L. **Emendas em vigotas treliçadas de lajes pré-moldadas de concreto armado.** 244p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás. CMEC – EEC – UFG - Goiânia, GO, 2002.

RITTER, W. **The Hennebique construction method.** (in German, - Die Bauweise Hennebiqeuell), Schweizerische Bauzeitung, XXXIII, N° 7, 1899, pp. 41-61

ROCHA, F. L. **Contribuição ao estudo do sistema de pré-lajes tipo painel treliçado em pavimentos de edificações.** 138p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2015.

SAMORA, M. S. **Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal.** 140p. Dissertação (Mestrado). FECIV. Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia - MG, 2015

SANTOS, M. R. **Análise numérica de lajes treliçadas pré-moldadas com adição de resíduos de borracha.** 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista, UNESP - Ilha Solteira – SP, 2009.

SANTINE, C. A. **Projeto e construção de lajes pré-fabricadas de concreto armado.** 165p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SARTORI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. **Análise da fase de montagem de lajes treliçadas.** Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Vol. 6, Num.4, agosto 2013, p 623-660.

SARTORTI, A. L.; PINHEIRO, L. M. **Viabilidade técnica de lajes treliçadas com vigotas pré-moldadas de 6 cm de altura.** In: 3º. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado, São Carlos, 2013.

SILVA, M. A. F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado.** 239p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

SILVA, B. R. **Contribuições à análise estrutural de lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas**. 149p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, RS, 2012.

SONG, J.; KANG, W.; KIM, K. S.; JUNG, S. **Probabilistic shear strength models for reinforced concrete beams without shear reinforcement**. *Structural Engineering and Mechanics*, v. 34, n. 1, p. 15-38, 2010.

SPADETO, T. F. **Industrialização na construção civil – uma contribuição à política de utilização de estruturas pré-fabricadas em concreto**. 193p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, ES, 2011.

TIMOSHENKO, S. P. **Resistência dos Materiais**. v1. Rio de Janeiro: Publicações Panamericanas Ltda, 1945.

THOMAZ, E. C. S. **Concreto dosagem em “peso” ou volume. 12 Traços em sequência, notas de aula**. 49p. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2015

VECCHIO, F., COLLINS, M. P. **The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear**, *ACI Journal*, March-April 1986, pp. 219-231.

XAVIER, J. P. M.; ANDRADE, F. R. **Análise de projeto e execução de lajes pré-moldadas com utilização de pré-lajes para residências unifamiliares: estudo de caso**. 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, São Carlos, p.12, 3 nov. 2009.

YANG, Y. **Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement**. A new look at an old problem. 343p. 2014.

ZSUTTY, T. C. **Beam shear strength prediction by analysis of existing data**. *ACI – Journal Proceedings*, Vol 65, November, 1968, pp. 943-951.

Apêndice A

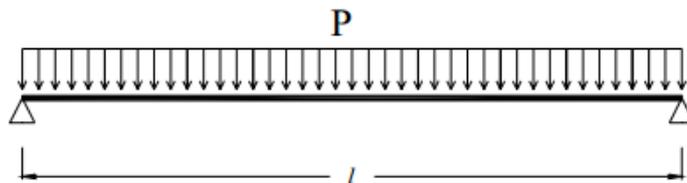
CÁLCULO DE ARMADURA DE TRANSVERSAL EM LAJE COM VIGOTAS TRELIÇADAS

Laje treliçada H12 com $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$, $d = 10 \text{ cm}$.

Treliça TR 8645

Carregamento total $P = g_1 + g_2 + q = 0,64 + 7,65 + 0,72 = 9,01 \text{ kN/m}$ (Combinação rara)

Figura 1 – Esquema de carga distribuída em uma nervura



Fonte: próprio autor

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{8} = \frac{9,01 \cdot 2,14^2}{8} = 5,16 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad - \quad V_{\max} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{9,01 \cdot 2,14}{2} = 9,64 \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO EM RELAÇÃO AO ELU

$$KMD = \frac{M_d}{b_f (d^2 \cdot f_{cd})} = \frac{1,4 \cdot 5,16}{0,48 \cdot 0,1^2 \cdot (20000 \div 1,4)} = 0,105$$

$$Kx = 0,165$$

$$Kz = 0,934$$

$$x = Kx \cdot d = 0,165 \cdot 10 = 1,65 \text{ cm} < h_f = 4 \text{ cm} \therefore \text{LN na mesa}$$

$$x_{23} = 0,259 \cdot d$$

$$x_{34} = 0,6283 \cdot d$$

$$x < 0,259 \cdot d \Rightarrow 1,65 < 2,59 \therefore \text{Domínio 2}$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 5,16}{0,934 \cdot 0,10 \cdot (60 \div 1,15)} = 1,48 \text{ cm}^2$$

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO, RELATIVA A ELEMENTOS SEM ARMADURA TRANSVERSAL

$$V_{\text{máx}} = \frac{p \cdot l}{2} = \frac{9,01 \cdot 2,14}{2} = 9,64 \text{ kN}$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd1} = [276 \cdot 1,5 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0185)] \cdot 0,08 \cdot 0,1 = 6,42 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \cdot 1,105 = 0,276 \text{ MPa} = 276 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,547 / 1,4 = 1,105 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 2,215 = 1,547 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}} = 2,215 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}, \text{ não maior que } 0,02 \rightarrow \rho_1 = \frac{1,48}{8 \cdot 10} = 0,0185 < 0,02 \text{ ok!}$$

$$k = 1,6 - d, \text{ não menor que } 1, \text{ com } d \text{ em metros} \rightarrow k = 1,6 - 0,1 = 1,5$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 9,64 = 13,5 \text{ kN} - V_{Rd1} = 6,96 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \geq V_{Rd1} \rightarrow \text{Não ok! É preciso usar estribo ou aumentar a altura da laje}$$

Modelo I objeto do item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)

Para a verificação de elementos sem armadura de cisalhamento a resistência de cálculo V_{Rd2} (resistência da biela de concreto) é dada por:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250), \text{ em MPa } \alpha_{v2} = (1 - 20 / 250) = 0,92$$

$$V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot 0,92 \cdot \left(\frac{20000}{1,4} \right) \cdot 0,08 \cdot 0,10 = 28,38 \text{ kN}$$

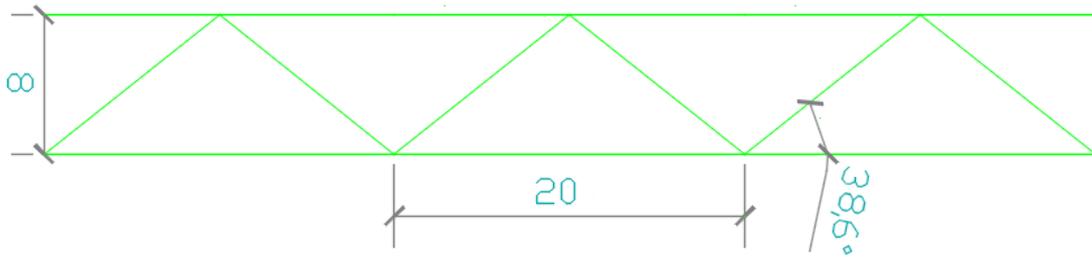
$$V_{sd} = 13,5 < V_{Rd2} = 28,38 \text{ kN} \therefore \text{ não há esmagamento da biela de concreto.}$$

Cálculo da armadura transversal – Supondo treliça $h=8$, para o cálculo da armadura transversal, a parcela de força cortante V_{sw} a ser absorvida pela armadura.

Verificação se as armaduras diagonais são suficientes:

$$A_{s1-\sin usóide} = \frac{0,42^2 \cdot \pi}{4} = 0,1385 \text{ cm}^2 \quad - \quad A_{s2-\sin usóide} = 2 \cdot 0,1385 = 0,277 \text{ cm}^2$$

Figura 2 – Dimensões da treliça



Fonte: próprio autor

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

V_c = Resistência do concreto

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,105 \cdot 0,08 \cdot 0,1 = 5,3 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 1,547 / 1,4 = 1,105 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 2,215 = 1,547 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 20^{\frac{2}{3}} = 2,215 \text{ MPa}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{0,277 \cdot 10^{-4}}{0,2} \right) \cdot 0,9 \cdot 0,1 \cdot 250000 \cdot (\text{sen} 38,66 + \cos 38,66) = 4,38 \text{ kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw_treliça} = 5,3 + 4,38 = 9,68 \text{ kN}$$

$V_{Rd3} = 9,68 < V_{sd} = 13,5 \text{ kN}$ Não Ok! Logo é possível resolver utilizando armadura à força cortante.

Solução:

$$A_{sw_{estribos}} = \frac{0,5^2 \cdot \pi}{4} = 0,1963\text{cm}^2 \rightarrow A_{sw_{estribos}} = 2 \cdot 0,963 = 0,39\text{cm}^2$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw_treliça} + V_{sw_estribos}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

$$V_{sw_estribos} = \left(\frac{0,39 \cdot 10^{-4}}{0,1} \right) \cdot 0,9 \cdot 0,1 \cdot 250000 \cdot (\text{sen}90 + \text{cos}90) = 8,775\text{kN}$$

$$V_{sd} = 13,5\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw_treliça} + V_{sw_estribos}$$

$$V_{Rd3} = 5,3 + 4,38 + 8,775 = 18,455\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = 18,455 > V_{sd} = 13,5\text{kN} \text{ OK!}$$

COMPRIMENTO DA FAIXA DE ESTRIBOS EM RELAÇÃO AO EIXO APOIO DA LAJE.

Trecho 1:

$$Trecho1 = \frac{V_{\max} - V_{rd3}}{p} = \frac{9,64 - 13,5}{9,01} = 0,42\text{m}$$

$$Trecho2 = \frac{V_{\max} - V_{rd3}}{p} = \frac{9,64 - 13,5}{9,01} = 0,42\text{m}$$

O valor de V_{Rd3} foi igualado ao de V_{sd} para que houvesse um valor de V_{Rd3} que anulasse V_{sd} .